



Organización
de las Naciones Unidas
para la Educación,
la Ciencia y la Cultura

Oficina Regional de Ciencia para
América Latina y el Caribe



Programa
Hidrológico
Internacional

XXIV Congreso Latinoamericano de Hidráulica Selección de Trabajos Punta del Este, Uruguay, 2010

Tomo 2: “Hidráulica Fluvial e Hidrología”

phi - LAC

Programa Hidrológico Internacional de la UNESCO
para América Latina y el Caribe

PHI-VII / Documento Técnico N° 30



Facultad de Ingeniería - UDELAR
Instituto de Mecánica de los Fluidos
e Ingeniería Ambiental (IMFIA)

XXIV Congreso
Latinoamericano de Hidráulica
21 al 25 de noviembre de 2010
Punta del Este - Uruguay



Asociación Internacional
de Ingeniería e Investigaciones
Hidro-Ambientales



Organización
de las Naciones Unidas
para la Educación,
la Ciencia y la Cultura

Oficina Regional de Ciencia para
América Latina y el Caribe



Programa
Hidrológico
Internacional

XXIV Congreso Latinoamericano de Hidráulica Selección de Trabajos Punta del Este, Uruguay, 2010

Tomo 2: "Hidráulica Fluvial e Hidrología"

PHI-VII / Documento Técnico • Nº 30



Facultad de Ingeniería - UDELAR
Instituto de Mecánica de los Fluidos
e Ingeniería Ambiental (IMFIA)

XXIV Congreso Latinoamericano de Hidráulica
21 al 25 de noviembre de 2010 Punta del Este - Uruguay



Asociación Internacional
de Ingeniería e Investigaciones
Hidro-Ambientales

Publicado en el 2012 por el Programa Hidrológico Internacional (PHI) de la Oficina Regional de Ciencia para América Latina y el Caribe de la Organización de las Naciones Unidas para la Educación, la Ciencia y la Cultura (UNESCO)

ISBN 978-92-9089-185-7. Documento Técnico N° 30: XXIV Congreso Latinoamericano de Hidráulica. Selección de Trabajos. Punta del Este, Uruguay, 2010.
Tomo 2: “Hidráulica Fluvial e Hidrología”

© UNESCO 2012

Las denominaciones que se emplean en esta publicación y la presentación de los datos que en ella figura no suponen por parte de la UNESCO la adopción de postura alguna en lo que se refiere al estatuto jurídico de los países, territorios, ciudades o zonas, o de sus autoridades, no en cuanto a sus fronteras o límites. Las ideas y opiniones expresadas en esta publicación son las de los autores y no representan, necesariamente, el punto de vista de la UNESCO.

Los artículos han sido publicados en el idioma original en que fueron presentados por los autores en el Congreso Latinoamericano de Hidráulica – Punta del Este 2010.

Se autoriza la reproducción, a condición de que la fuente se mencione en forma apropiada, y se envíe copia a la dirección abajo citada. Este documento debe citarse como:

UNESCO, 2012. XXIV Congreso Latinoamericano de Hidráulica. Selección de Trabajos. Punta del Este, Uruguay, 2010. Tomo 2: “Hidráulica Fluvial e Hidrología”

Documentos Técnicos del PHI-LAC, N° 30

Programa Hidrológico Internacional para
América Latina y el Caribe (PHI-LAC)
Oficina Regional de Ciencia para América
Latina y el Caribe
UNESCO
Dr. Luis P. Piera 1992, 2° piso
11200 Montevideo, Uruguay
Tel.: + 598 2413 2075
Fax: + 598 2413 2094
E-mail: phi@unesco.org.uy
<http://www.unesco.org.uy/phi>

Instituto de Mecánica de los Fluidos e
Ingeniería Ambiental
Prof. Ing. Oscar J. Maggiolo (IMFIA)
Facultad de Ingeniería, Universidad de la
República
Julio Herrera y Reissig 565, CP 11300
Montevideo, Uruguay
Tels: (598) 2711 5276 / 5278 / 5279 / 3386
Fax: (598) 2711 5277
<http://www.fing.edu.uy/imfia>

ÍNDICE

ÍNDICE.....	1
PRÓLOGO.....	3
SISTEMA PARA LA ALERTA TEMPRANA DE SEQUÍAS METEOROLÓGICAS EN LOS LLANOS DE VENEZUELA BASADO EN EL MONITOREO DE VARIABLES MACROCLIMÁTICAS	4
<i>Franklin Paredes, Edilberto Guevara</i>	
MODELO DE PRONÓSTICO DE ESCURRIMIENTO PARA LAS CUENCAS PEÑITAS Y CHICOASÉN	16
<i>Gabriela Esquivel Garduño, Ramón Domínguez Mora, Alejandro Mendoza Reséndiz, Eliseo Carrizosa Elizondo</i>	
ESTIMACIÓN DE CAUDALES DE INFILTRACIÓN EN TÚNELES	29
<i>Gabriel Rodríguez, Gustavo Torrico La Tapia</i>	
CARACTERIZAÇÃO DE SECAS POR APLICAÇÃO DO ÍNDICE DE PRECIPITAÇÃO PADRONIZADA, SPI, A SÉRIES DE PRECIPITAÇÃO E DE ESCOAMENTO: CASOS DE ESTUDO EM PORTUGAL CONTINENTAL.....	45
<i>Maria Manuela Portela, João Filipe Santos</i>	
ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS HIDROGEOLÓGICOS A PARTIR DE HIDROGRAMAS DE FLUJO BASE	60
<i>Oscar David Álvarez-Villa, Carlos Restrepo-Tamayo, Andrés Sahuquillo, Eduardo Cassiraga</i>	
ENROCADO DE PROTECCIÓN PARA GRUPOS DE PILAS: DIMENSIONADO EN PLANTA Y PROPUESTA EXPERIMENTAL ALTERNATIVA.	76
<i>Christian Chreties, Gonzalo Simarro, Luis Teixeira</i>	
COMPARACIÓN DEL BALANCE HÍDRICO EN DOS MICROCUENCAS (PASTURAS-PLANTACIÓN DE EUCALYPTUS) DEL URUGUAY	85
<i>Luis Silveira, Magdalena Crisci, Jimena Alonso, Leticia Martínez, Santiago Symonds, Christian Chreties</i>	
ESTUDIO EXPERIMENTAL Y NUMÉRICO 3D DEL FLUJO SUPERCRÍTICO EN UN CRUCE DE CALLES	96
<i>Leonardo S. Nanía, Jorge D. Abad, Yovanni A. Cataño, Ernest Bladé, Marcelo H. García</i>	
APLICACIÓN DE WAVELETS EN EL ESTUDIO DE FORMAS DE FONDO EN EL RIO PARANÁ.....	110
<i>Ronald R. Gutierrez, Jorge D. Abad, Daniel Parsons, Jim Best, Oscar Orfeo</i>	
FUNCIÓN MECANICISTA PARA LA EXTRACCIÓN DE AGUA DEL SUELO POR LOS CULTIVOS	120
<i>Manuel Zavala, Carlos Fuentes, Heber Saucedo, Carlos Bautist-Capetillo</i>	
PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y MONITOREO, DE UN SISTEMA DE PROTECCIÓN DE MÁRGENES CON ESPIGONES EN EL RÍO PARANÁ, CORRIENTES, ARGENTINA	131
<i>José Daniel Brea, Pablo Spalletti, Marcelo Scaramellini</i>	
UM MODELO HÍBRIDO PARA SIMULAÇÃO DE ESCOAMENTO EM AQUÍFEROS SITUADOS EM ZONAS URBANAS	139
<i>José Eduardo Alamy Filho, Marília de Oliveira Segantini</i>	
SIMULACIÓN NUMÉRICA DEL FLUJO EN RÍOS EN GEOMETRÍA COMPLEJA	152
<i>Christian López, Hugo Mendoza, Martín Salinas-Vázquez, William Vicente, Arturo Palacio, Alejandro Rodríguez, Jesús Gracia, Eliseo Carrizosa, Javier Osnaya</i>	
SIMULACIÓN DE CROMO Y SEDIMENTOS FINOS EN UN ESCENARIO FLUVIAL	168
<i>Alfredo Trento, Ana Alvarez, Leonardo Filippa, Marcos Gallo, Susana Vinzón</i>	

DISEÑO OPTIMIZADO DE REDES DE DRENAJE URBANO.....	178
<i>I. Navarro, N. Bermúdez, J.G. Saldarriaga</i>	
APLICACIÓN DE UN PROCESADOR BAYESIANO PARA LA EVALUACIÓN DE LA INCERTIDUMBRE PREDICTIVA MEDIANTE COMBINACIÓN DE MODELOS HIDROLÓGICOS EN LA PREDICCIÓN DE CRECIDAS EN TIEMPO REAL	197
<i>Juan Camilo Múnera, Gabriele Coccia, Félix Francés, Ezio Todini</i>	
INVESTIGAÇÃO DO PARÂMETRO CN PARA DUAS BACIAS CULTIVADAS COM EUCALIPTOS	210
<i>Aderson Sartori, Abel Maia Genovez</i>	

PRÓLOGO

Desde 1960, hito inicial de la formación de la División Latinoamericana de la IAHR, cada dos años y de manera ininterrumpida, los Congresos Latinoamericanos de Hidráulica han constituido el evento más importante de intercambio para la comunidad científico-técnica que trabaja en el ámbito de la ingeniería hidráulica en nuestro continente.

El XXIV Congreso tuvo lugar en Punta del Este, Uruguay, entre los días 21 al 25 de noviembre de 2010, y contó con la presentación de más de 536 trabajos aceptados, provenientes de 17 países, manteniéndose la tendencia histórica de aumento del número de trabajos en los sucesivos congresos. Presidió este evento la figura del eminente investigador uruguayo Oscar Maggiolo, al conmemorarse el 30 aniversario de su fallecimiento.

El Congreso se focalizó en el papel central que tienen la ingeniería hidráulica y la hidro-informática en el manejo sostenible de los recursos hídricos y sus vínculos más generales con la gestión ambiental, desde la gestión de cuencas hasta el manejo de costas y estuarios. Ha sido una convocatoria a investigadores, proyectistas y otras especialidades afines a la hidráulica, a exponer sus experiencias con el objeto de lograr un uso mas racional del agua.

El Comité Organizador del Congreso ha tomado la iniciativa de dar difusión a algunos trabajos presentados en el Congreso que, por su contenido, forman parte de las contribuciones más significativas a la generación y aplicación de conocimientos en los temas “Agua, Ambiente y Sociedad del Conocimiento” e “Hidráulica Fluvial e Hidrología”. Las temáticas señaladas fueron seleccionadas por el PHI-UNESCO-LAC y los trabajos publicados han sido nuevamente evaluados por un Comité Científico Internacional coordinado por ese organismo.

Los dos volúmenes publicados son el resultado de la voluntad conjunta de la IAHR y de la UNESCO de contribuir a la transferencia del conocimiento y la aplicación del mismo en el ámbito de la hidráulica latinoamericana.

Dr. Ing. Ismael Piedra-Cueva

Dr. Ing. Luis Teixeira

SISTEMA PARA LA ALERTA TEMPRANA DE SEQUÍAS METEOROLÓGICAS EN LOS LLANOS DE VENEZUELA BASADO EN EL MONITOREO DE VARIABLES MACROCLIMÁTICAS

Franklin Paredes* y Edilberto Guevara**

**: Grupo para Investigaciones sobre Cuencas Hidrográficas y Recursos Hidráulicos del Programa Ingeniería
(UNELLEZ-VIPI), Cojedes, Venezuela*

***.: Centro de Investigaciones Hidrológicas y Ambientales de la Universidad de Carabobo. (UC), Carabobo, Venezuela
franklinparedes75@gmail.com; eguevara@uc.edu.ve*

RESUMEN:

En Los Llanos venezolanos se encuentran las principales unidades de producción de cereales del país. Unos 25 embalses surten de agua a diversos sistemas de riego e importantes acueductos de la región costera. La ocurrencia de sequías meteorológicas severas ocasiona fallas en los sistemas de abastecimiento de agua, hidroeléctrico así como pérdidas económicas en el circuito agroindustrial de los cereales, por tanto, es necesario desarrollar modelos de predicción temprana de sequías meteorológicas para prevenir y mitigar los impactos. Se desarrolló un modelo matemático para predecir el Índice Estandarizado de Precipitación (SPI) en Los Llanos empleado Variables Macroclimáticas (VM) oceánicas y atmosféricas. Se emplean los registros pluviométricos de 50 estaciones climáticas operadas por el Ministerio del Poder Popular para el Ambiente, a partir de los cuales se identifican 13 zonas geográficas homogéneas en función de la severidad del período seco interanual. El SPI en agrupaciones trimestrales (SPI3) aplicado en cada zona, es categorizado en tres grupos: Normal, Seco y, Muy Seco. La VM que produce la mejor diferenciación intergrupala en cada zona fue seleccionada como variable predictora. La calidad predictiva de los modelos se evalúa según la probabilidad de detección, la probabilidad de falsa alarma, la precisión, la razón de probabilidades y el sesgo. Cinco de las VM evaluadas fueron las más adecuada para predecir el índice SPI3. Se recomienda extender esta investigación a otras regiones fisiográficas del país o repetirla en Los Llanos incluyendo otras VM diferentes a las consideradas.

PALABRAS CLAVE: Regionalización climática, modelos de predicción, predicción estacional.

ABSTRACT:

In Los Llanos of Venezuela are the largest units of the country's cereal production. Some 25 dams supply water to various irrigation systems and major aqueducts in the coastal region. The occurrence of droughts, severe weather in Los Llanos causes failures in water supply systems, hydroelectric system and economic losses in the circuit agroindustrial cereals. For this reason it is necessary to develop models for early prediction of meteorological drought to prevent and mitigate the impacts. We in this research developed a mathematical model to predict the drought index SPI in the Llanos employee Macroclimatic Variables (MV) oceanic and atmospheric. We use rainfall records from 50 rain-gauge operated by the MPPA. We identified 13 homogeneous zones according to the severity of the dry year. We SPI3 drought index in each area is categorized into three groups: Normal, Dry and Very Dry. We use the VM that produces the best differentiation in homogeneous zone was selected as a predictor variable. The predictive quality of models as we assess the probability of detection, false alarm probability, accuracy, the odds ratio and bias. Five of the VM evaluated were the most suitable for predicting the index SPI3. We recommend expanding this research to other physiographic regions of the country or repeat in Los Llanos including other VM than those considered.

KEY WORDS: Meteorological droughts, Droughts, dry periods; Venezuelan Llanos, SPI-Index

INTRODUCCIÓN

En Venezuela, Los Llanos es una unidad fisiográfica que abarca unos 250 000 km² entre los estados Apure, Barinas, Guárico, Portuguesa, Cojedes y Anzoátegui (Figura 1). Posee un Clima Tropical Lluvioso (**Aw**) con una estrecha franja semiárida (**BS**) al Noroeste del estado Anzoátegui. Concentra más del 90% de la producción de cereales del país. Cuenta con 29 embalses: Canoabo, Guataparo, Pao La Balsa, El Corozo, Jabillal, Santa Rosa, El Guapo, Camatagua, Suata, Taiguaiguay, Masparro, Guanapito, Guárico, Tamanaco, Tiznado, Bocono-Tucupido, Las Majaguas, Cabuy, Cumaripa y Guaremal, los cuales surten varios acueductos y sistemas de riego (Cardenas et al. 2003). La precipitación en Los Llanos sigue una distribución unimodal. La temporada seca ocurre entre noviembre y abril, el resto del año se dan abundantes lluvias. En líneas generales, los montos pluviométricos anuales aumentan en sentido Norte-Sur. En promedio, la lámina anual en el Norte es de 500 mm, 1300 mm en la zona central y, 2500 mm al Sur.



Figura 1.- Ubicación geográfica de la región de los Llanos en Venezuela

Cuando en Los Llanos las lluvias disminuyen o cesan durante varios días o meses el sector agrícola vinculado a los cereales es seriamente afectado. La prolongación temporal de estas condiciones obliga a racionalizar el abastecimiento del agua a los centros poblados más importantes del país, ocasionando malestar social. Se han construido varios sistemas de riego en Los Llanos abastecidos por fuentes superficiales y subterráneas, pero más del 90% de las unidades de producción tienen una agricultura de secano, en consecuencia, vulnerables a la variabilidad climática (Ovalles et al. 2007)

La sequía es un fenómeno natural que ocurre cuando la magnitud de las lluvias es considerablemente menor a los valores normales registrados (ONU 1994). Se categorizan según su duración e impacto en meteorológicas, agrícolas, hidrológicas y socioeconómicas (Wilhite y Glantz 1985). Si las condiciones

meteorológicas prevalientes ocasionan: incremento de la temperatura, reducción de la humedad atmosférica, aumento de la insolación, disminución de la nubosidad, incremento de la evapotranspiración y recarga insuficiente de acuíferos, sobreviene una sequía meteorológica (National Drought Mitigation Center 1995). El criterio para definir una sequía meteorológica varía en función de las características del clima regional. Por ejemplo, en Venezuela un mes se considera seco si la precipitación acumulada es inferior a 25 mm (Carrillo 1999); en Indonesia un período de seis días sin lluvias es indicativo de sequía (Hudson y Hazen 1964); en Gran Bretaña un período de al menos quince días consecutivos con precipitación diaria inferior a 0.25 mm se asocia a un evento seco (Goudie 1985).

La temporada seca en Venezuela depende del movimiento de la Alta Presión del Atlántico Norte (APAN). Entre noviembre y finales de marzo la APAN se sitúa sobre gran parte de Los Llanos, afectando los niveles troposféricos medios y altos e inhibiendo la formación de nubes de gran desarrollo vertical. A partir de abril, la APAN se mueve hacia el Norte y por el sudeste se acerca la Alta Presión del Atlántico Sur (APAS). La convergencia de los vientos Alisios provenientes de la APAN y la APAS da origen a la Zona de Convergencia Intertropical (ZCIT) o Vaguada Ecuatorial. La entrada de la ZCIT en Los Llanos trae consigo el inicio de la temporada de lluvias (Carrillo 1999).

Los montos pluviométricos anuales en el Caribe y Norte de Sudamérica son parcialmente afectados por el fenómeno El Niño/Oscilación del Sur (ENSO) y la temperatura superficial del Océano Atlántico Tropical (Martis et al. 2002; Marengo et al. 2003). La relación entre eventos océanos-atmosféricos separados entre sí por grandes distancias se denomina teleconexión (Sutton y Hodson 2007). Las anomalías de gran magnitud en la temperatura superficial del Océano Atlántico Tropical pueden afectar la posición meridional de la ZCIT, incrementando la variabilidad interanual de las lluvias en la región (Folland et al. 2001). Recientes investigaciones sugieren que las sequías meteorológicas en Venezuela se relacionan con la ocurrencia de ciertas situaciones meteorológicas sinópticas. Por ejemplo, un Océano Pacífico Meridional muy caliente o un Océano Atlántico Tropical Norte muy frío coinciden con la ocurrencia de temporadas secas muy secas (Martelo 2004). Las áreas con déficit de lluvia aumentan proporcionalmente con la intensidad de los eventos ENOS, sin embargo, la Oscilación Cuasi Bienal (QBO) tiende a modular este fenómeno. En líneas generales, El Niño y La Niña provocan anomalías de signo opuesto en los totales mensuales de lluvia; déficit en presencia de El Niño y excesos durante La Niña (Cardenas et al. 2003). En Los Llanos, los años con una temporada seca muy extrema suelen coincidir con un desplazamiento del APAN hacia el Ecuador más allá de lo normal y la llegada a las costas venezolanas de vientos Alisios muy secos. Factores como la orografía, la orientación con respecto a los vientos Alisios y la cercanía de las grandes masas de agua intensifican la severidad de las sequías (Paredes et al. 2008).

En el campo de las ciencias atmosféricas se ha aprovechado las teleconexiones para desarrollar modelos conjuntos de predicción estacional (Gutiérrez et al. 2004). En la Amazonia y Colombia, dichos modelos han mostrado una buena predictibilidad (Barnston et al. 2003). La Organización Mundial de Meteorología ha planteado usar las teleconexiones en el desarrollo de sistemas de alerta temprana, especialmente en países vulnerables a las sequías o que no cuenta con redes sofisticadas para medir variables climáticas (WMO 2005).

Los sistemas integrales que monitorean la ocurrencia de sequías meteorológicas utilizan siete parámetros en su caracterización: magnitud, duración, frecuencia, velocidad de implantación, espaciado temporal, extensión y dispersión espacial (Burton et al. 1978). Estos sistemas emplean uno o varios índices para identificar la ocurrencia de un evento seco. En este trabajo se utiliza el Índice Estandarizado de Precipitación [SPI, Standardized Precipitation Index] desarrollado por McKee et al. (1993). El índice SPI hace uso de los montos pluviométricos mensuales, luego, se define un nivel de agrupación: trimestral, semestral, anual o bianualmente, y por último, se normalizan los acumulados con la función de distribución de frecuencia teórica Gamma. El valor normalizado Z , es el índice SPI. Esta metodología considera que un episodio seco se inicia cuando el SPI tiene un valor inferior o igual a -1.0 y finaliza en el momento en que adquiere signo positivo. Si el SPI supera el umbral de -1.0 se presenta una sequía moderada, si es inferior a -1.5 se trata de una sequía severa, y

para valores iguales o menores que -2.0 una sequía extrema. La magnitud de la sequía se obtiene sumando los índices SPI durante el período temporal de interés (Edwards y Mckee 1997).

Las sequías en Los Llanos ha sido escasamente estudiado, debido en parte, a las pocas estaciones pluviométricas disponibles y su gran dispersión espacial (Ovalles et al. 2007). Sin embargo, la regionalización climática ha permitido transferir la información de unas pocas estaciones con registros pluviométricos largos y confiables a regiones de mayor tamaño (Paredes y Guevara 2008). En Los Llanos están las principales unidades de producción de maíz, arroz y sorgo del país. El sector agroindustrial se surte de esta materia prima para producir una extensa variedad de productos alimenticios de consumo masivo, como harina de maíz, arroz blanco y otros derivados. Por ser los cereales cultivos de secano, al ocurrir una sequía meteorológica se afecta seriamente el mercado de los cereales y sus subproductos.

Por las consideraciones expuestas y con la finalidad de confrontar mejor el fenómeno de las sequías, surge la necesidad de desarrollar un sistema para la alerta temprana de este evento en Los Llanos. De ese modo, es posible identificar las zonas con mayor riesgo de sufrir temporadas secas.

MATERIALES Y MÉTODOS

Unidad de estudio

Llanos Centrales, Occidentales y Orientales de Venezuela, situados en los estados Cojedes, Apure, Guárico, Barinas, Portuguesa y Anzoátegui (Figura 1).

Fases de la investigación

Fase I. Selección de estaciones pluviométricas: se seleccionaron los registros de 50 estaciones pluviométricas operadas por el Ministerio del Poder Popular para el Ambiente (MinAmb), ubicadas en Los Llanos, que cumplen con los siguientes criterios: 1) más de 30 años de registros continuos; 2) no más de 2% de datos mensuales faltantes; 3) no más de 10% de registros anuales incompletos; 4) series anuales homogéneas según la prueba de Easterling et al. (1996). De ese modo, la muestra quedó conformada por 1 estación en Apure, 10 en Anzoátegui, 6 en Cojedes, 15 en Portuguesa, 7 en Barinas y 11 en Guárico. El alcance temporal se extiende de 1961 a 1996, por ser el lapso común de la muestra.

Fase II. Estimación de la severidad del período seco interanual: para cada mes se determinó el valor acumulado trimestral. Se obtuvieron 12 subseries en cada estación. Se estimaron los parámetros α y β de la Distribución de Probabilidad Teórica Gamma (DPTG) para cada subserie de precipitación acumulada. La función de densidad de la DPTG está dada por la siguiente expresión:

$$f(x; \alpha; \beta) = \frac{1}{\beta^\alpha \Gamma(\alpha)} x^{\alpha-1} e^{-\frac{x}{\beta}} \quad [1]$$

Donde x es el registro acumulado trimestral expresado en mm, α y β son los parámetros característicos de la distribución.

La probabilidad de que el acumulado trimestral en un mes cualquiera, en una subserie, sea menor o igual al registro existente, se representa como $F(x)$ y se estima como sigue:

$$F(x) = \int_0^x f(x; \alpha; \beta) \cdot dx \quad [2]$$

Para estimar los parámetros α y β de la ecuación [1], se utilizó la propuesta de Campos (2005), que se resume a continuación:

Se calcula para cada subserie mensual, una variable auxiliar, A , definida de la siguiente manera:

$$A = \ln(\bar{x}) - \frac{\sum_{i=1}^{n'} \ln(x_i)}{n'} \quad [3]$$

Donde A es una variable auxiliar adimensional, $\ln(x_i)$ es el logaritmo neperiano del registro acumulado trimestral, n' representa el número de registros no nulos, $\bar{x}$ es la media aritmética de la subserie mensual expresada en mm

Del paso anterior, se obtienen 12 variables auxiliares, A . Para estimar los parámetros α y β de cada subserie se emplea las ecuaciones [4] y [5]:

$$\alpha = \frac{1 + \sqrt{1 + \frac{4A}{3}}}{4A} \quad [4]$$

$$\beta = \frac{\bar{x}}{\alpha} \quad [5]$$

Los registros nulos en las subseries mensuales, imposibilitan calcular la variable auxiliar **A** (el logaritmo neperiano de cero tiende a infinito), por lo tanto, se empleó la Función Gamma Mixta (FGM) de Thom (1971), como sigue:

$$H(x) = q + p.F(x) \quad [6]$$

Donde **q** es la probabilidad de que se presente un valor nulo en la subserie, **p** es la probabilidad de que no se presente un valor nulo en la subserie [$p = 1 - q$], **H(x)** es la probabilidad de no excedencia del registro.

Una vez determinado **H(x)** para cada registro, en cada subserie mensual, se estimó el valor **Z** que le corresponde, considerando que la probabilidad de no excedencia de **H(x)**, proviene de una distribución normal con media cero y desviación estándar igual a 1. El valor **Z** así estimado en lo sucesivo se denomina **SPI3**.

Para calcular la magnitud del período seco anual en una estación, se utilizó una variante del método de Edwards y McKee (1997). Se acumularon los **SPI3** mensuales con magnitud igual o menor a -1; los meses con un **SPI3** mayor a -1 se sustituyeron por cero. Bajo este enfoque, un **SPI3** > -1 indica una condición normal o húmeda.

$$DM = -\sum_{i=1}^{12} SPI3_i \quad \text{Si y sólo si } SPI3_i \leq -1 \quad [7]$$

Donde **DM** representa la magnitud de la sequía durante el período seco del año evaluado.

Fase III. Conformación de grupos homogéneos: se aplicó un Análisis Factorial por Componentes Principales (AFCP) a las series **DM** obtenidas en la Fase anterior. Para optimizar la identificación de los grupos homogéneos se usó una Rotación Ortogonal Varimax Normalizada y se seleccionó aquellos factores cuyo Eigenvalue fuese mayor o igual a 1,00. De cada grupo homogéneo se seleccionó la estación con la serie pluviométrica más larga; en lo sucesivo se denomina Estación de Referencia (**ER**).

Fase IV. Análisis correlacional retardado: el período común de registros pluviométrico de las **ER** fue 1960-1994. Se calculó las series mensual **SPI3** de las **ER** de acuerdo al procedimiento descrito en la Fase II. De la página web www.cpc.ncep.noaa.gov/data/indices se obtuvieron los registros mensuales de las siguientes Variables Macroclimáticas (**VM**): Índice de Oscilación del Sur, temperatura superficial de los Océanos Atlántico Norte y Sur, temperatura superficial del Océano Pacífico en las regiones Niño 1+2, Niño 3, Niño 3.4 y Niño 3.4, y número de manchas solares. Luego, se generó las series mensuales de anomalías de las **VM** del período común, usando la siguiente expresión:

$$A_{ij} = \frac{x_{ij} - \bar{X}}{\sigma} \quad [8]$$

Donde **A_{ij}** representa la anomalía estandarizada de la **VM**, $\bar{x}$ es el valor medio mensual de la **VM**, **x_{ij}** es el registro mensual de la **VM**, σ es la desviación estándar mensual de la **VM**.

Las series de anomalías generadas son: anomalía del Índice de Oscilación del Sur (**SOI**), anomalía en la temperatura superficial de los Océanos Atlántico Norte y Sur (**ATLN** y **ATLS**), anomalía en la temperatura superficial del Océano Pacífico en las regiones Niño 1+2, Niño 3, Niño 3.4 y Niño 3.4 (**NINO12**, **NINO3**, **NINO4** y **NINO4**) y anomalía en el número de manchas solares (**SUNSPOT**).

Se aplicó un análisis de correlación retardado mensual entre las series **SPI3** en cada **ER** y las anomalías **VM**. Las anomalías **VM** se desfazaron desde 0 a 24 meses con respecto a la serie **SPI3**. Se identificó el retardo para el cual el valor absoluto del coeficiente de Pearson es máximo y se calculó su significancia estadística.

Fase V. Selección de umbrales de predicción: tomando como referencia todas las series **SPI3** de las **ER** mencionadas en la Fase IV se aplicó la siguiente categorización:

$SPI3 > -1,00$	Mes sin condición seca (Normal)
$-1,00 \leq SPI3 \leq -1,67$	Mes con una condición seca (Seco)
$SPI3 < -1,67$	Mes con una condición muy seca (Muy Seco)

Para el período 1960-1994, las series **SPI3** en cada **ER**, se categorizaron en función de la condición observada (Normal, Seco o Muy Seco). Así la serie **SPI3**, se transformó en una serie nominal.

Se elaboró un matriz de registro donde la serie de anomalías mensuales de las **VM** se desfasaron con respecto a las series nominales de **SPI3** un número de meses igual al retardo de mayor valor absoluto identificado en la Fase IV. Para cada **VM** y **ER** se elaboró un gráfico de caja y bigote categorizado en función de la condición observada (Normal, Seco o Muy Seco). La **VM** más adecuada para predecir el **SPI3** en un grupo homogéneo es aquella que presenta los grupos (Normal, Seco o Muy Seco) mejor diferenciados. Los umbrales de predicción de las **VM** se definieron en base al Error Estándar de la Media (**SE**), como sigue:

$$LS \geq \bar{x} + \sqrt{\frac{s^2}{n}} \quad \text{Condición Normal o Muy Seco}$$

$$\bar{x} + \sqrt{\frac{s^2}{n}} > LM > \bar{x} - \sqrt{\frac{s^2}{n}} \quad \text{Condición Seca}$$

$$LI \leq \bar{x} - \sqrt{\frac{s^2}{n}} \quad \text{Condición Normal o Muy Seco}$$

Donde **LS**, **LM** y **LI** representa los límites que adquiere la anomalía de la **VM** para una condición observada (Normal, Seco o Muy Seco), $\bar{x}$ es la media aritmética de la serie de anomalías de la **VM**, s^2 es la varianza de la serie de anomalías de la **VM**, **n** es el número de meses que contiene la serie.

Cuando la **VM** tiene una correlación positiva con el **SPI3**, los umbrales **LS** y **LI** corresponden a una condición Normal y Muy Seco, respectivamente. Cuando la **VM** tiene una correlación negativa con el **SPI3**, los umbrales **LS** y **LI** corresponden a una condición Muy Seco y Normal, respectivamente

Fase VI. Evaluación de la calidad de predicción de los modelos: la calidad predictiva de los modelos se evaluó empleando los indicadores propuestos por Gutiérrez et al. (2004): probabilidad de detección (**HIR**), probabilidad de falsa alarma (**FAR**), precisión (**P**), razón de probabilidades (**RP**) y sesgo (**S**). El uso de estos índices requiere la determinación de las siguientes probabilidades:

α : probabilidad de que un evento observado sea previsto por el modelo

β : probabilidad de que un evento no observado sea previsto por el modelo

γ : probabilidad de que un evento observado no sea previsto por el modelo

δ : probabilidad de que un evento no observado no sea previsto por el modelo

Como sigue:

$$HIR = \frac{\alpha}{\alpha + \gamma} \quad [9]$$

$$FAR = \frac{\beta}{\beta + \delta} \quad [10]$$

$$P = \frac{\alpha + \delta}{\alpha + \beta + \gamma + \delta} \quad [11]$$

$$RP = \frac{\alpha \cdot \delta}{\beta \cdot \gamma} \quad [12]$$

$$S = \frac{\alpha + \beta}{\alpha + \gamma} \quad [13]$$

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

En la Unidad de Estudio se identificaron 13 grupos homogéneos que explican un 84,6% de la variabilidad de la **DM** en el período 1961-1996 (Figura 2). Las unidades geográficas UH1, UH2, UH3 y UH6 concentran cerca del 56% de las estaciones evaluadas (Tabla 1). En el análisis de correlación retardado entre el **SPI3** en cada **ER** y, las series de anomalías muestra lo siguiente: 1) **SOI** tiene su máxima influencia en la región UH2. 2) **ATLN** es la **VM** con mayor fuerza correlacional en Los Llanos, pero es débil en UH3, UH13 y UH11. 3) **NINO 12** tiene un efecto inverso sobre el **SPI3** en

gran parte de la Unidad de Estudio; anomalías negativas ocurren al momento que el **SPI3** es positivo; en UH2 se observa su mayor fuerza correlacional. 4) **NINO 3** tiene un efecto dual en Los Llanos; en UH2 los valores positivos de **NINO3** se dan en presencia de **SPI3** negativos, pero en UH3 y UH13 ocurre coincidencia de signos. Su correlación más fuerte esta en UH2. 5) **NINO 4** al igual que **NINO 3**, tiene un efecto dual; su mayor fuerza correlacional se da en UH11 y UH13. 6) **NINO 34** presenta su máxima respuesta en el altiplano de UH13. 7) **SUNSPOT** muestra gran variabilidad espacial, no obstante, UH12 y UH13 son las mejores correlacionadas. 8) **ATLS** es muy fuerte en las regiones donde **ATLN** es débil.

Los resultados indican que Los Llanos son afectados simultáneamente por las **VM** en diferente grado de intensidad (Tabla 2). No se observa un patrón espacial de influencia. La mayor fuerza correlacional la tiene **ATLN** en el eje Biscucuy-Ospino (una zona montañosa situada en la vertiente oriental de la Cordillera de Los Andes), Calabozo en Guárico y, la franja costera Clarines-Puerto Píritu-Barcelona-Puerto La Cruz al norte del estado Anzoátegui. Estas locaciones tienen condiciones climáticas muy diferentes, lo que hace suponer que el efecto de **ATLN** no está determinado por el clima o relieve local; esto no es exclusivo de Los Llanos, pues a escala nacional, no existe evidencia de que **ATLN** y las demás **VM** tengan un patrón de influencia definido (Martelo 2004). La segunda **VM** en fuerza correlacional es **ATLS**. A diferencia de **ATLN** cubre mayor superficie. Su máxima cobertura ocurre en la vertiente oriental de la Cordillera de Los Andes, entre las serranías de Barinitas en el estado Barinas y la Fila Tucuragua en Cojedes.

Existe un desfase temporal entre la ocurrencia de una anomalía en los Océanos Atlántico y Pacífico o la actividad solar y su respuesta en Los Llanos (Tabla 2). En general, la señal más rápida se presenta en el eje Barinas-Santa Lucía en el estado Barinas y, El Sombrero en el estado Guárico; en este caso el retardo es de apenas un mes. En la mayor parte de la Unidad de Estudio la anomalía pluviométrica ocurre entre 2 y 3 meses después de originada la señal.

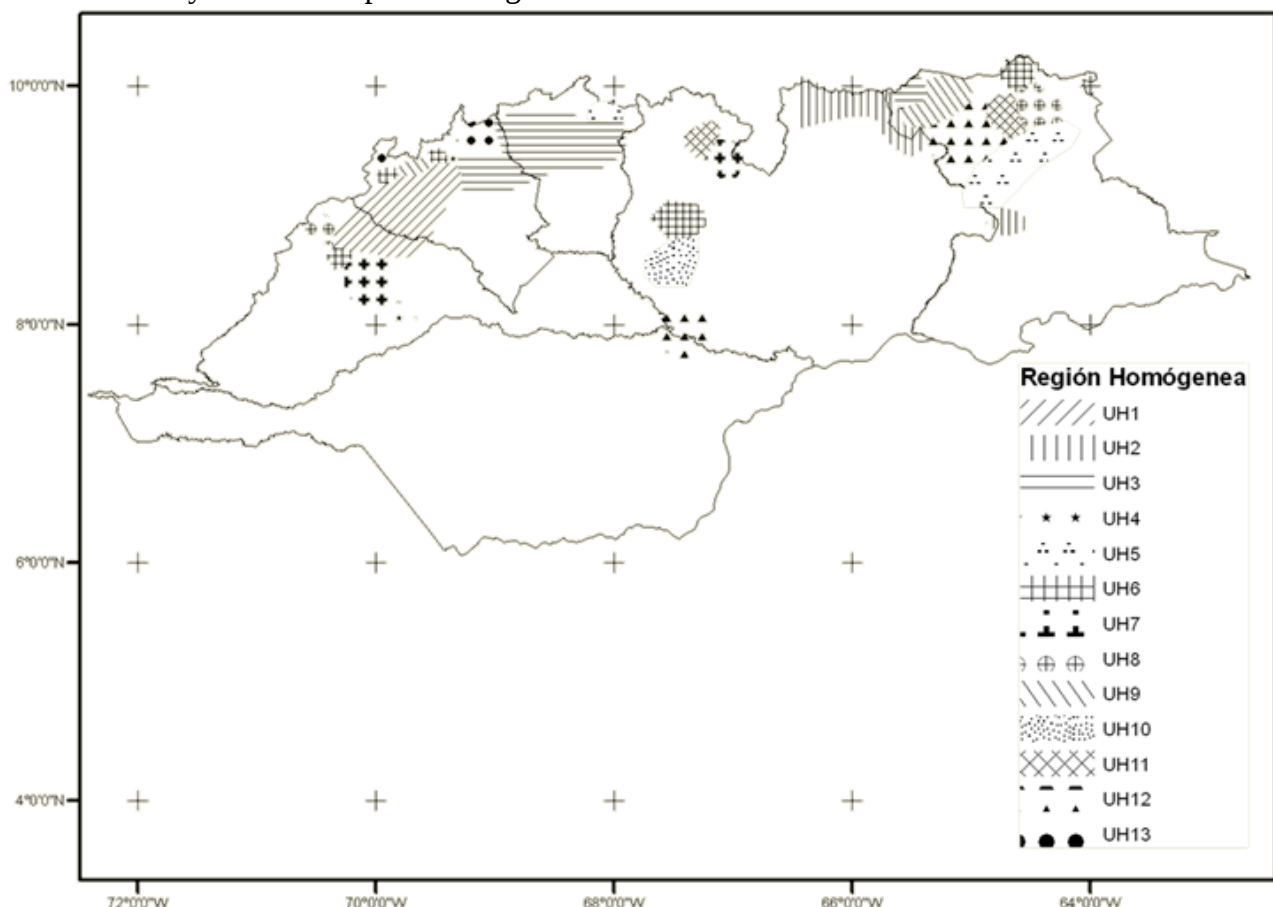


Figura 2. Unidades geográficas homogéneas en Los Llanos según la magnitud del período seco interanual

ATLN es la variable con mejor calidad predictiva en la Unidad de Estudio, seguida en magnitud por **ATLS** (Tabla 3); produce grupos bien diferenciados. Un grupo homogéneo puede tener una **VM** fuertemente correlacionada con el **SPI3**, pero no significa que ésta genere respuestas diferenciales ante las condiciones atmosféricas observadas (Normal, Seca o Muy Seca). Por ejemplo, en UH1, **SUNSPOT** es la **VM** que tiene mayor fuerza correlacional (Tabla 2), sin embargo, un evento Normal tiene una alta probabilidad de ser categorizado como Seco o Muy Seco, pues existe un solape entre ambas clases (Figura 3). En este caso, **ATLN** tiene una menor fuerza correlacional que **SUNSPOT** (Tabla 2), pero si se emplea con variable predictora la probabilidad de asignar un evento Normal como Seco o Muy Seco es menor; el grado de solape entre las clases disminuye (Figura 4).

Tabla 1. Estaciones de Referencia seleccionadas en Los Llanos

Estación Referencial	Unidad Geográfica	Longitud	Latitud	Serie	Estaciones agrupadas
Quebrada Seca	UH1	-70,32	8,71	1960/1997	7
Guatopo	UH2	-66,43	10,05	1950/1998	8
San Rafael de Onoto	UH3	-68,97	9,68	1952/2002	8
Santa Lucía	UH4	-69,78	8,11	1960/1997	2
Pao Planta	UH5	-68,11	9,76	1951/1999	3
Los Naranjos	UH6	-67,51	8,88	1952/1998	5
Torunos	UH7	-70,09	8,50	1960/1997	3
Altamira-Barinas	UH8	-70,50	8,83	1960/1994	2
Clarines	UH9	-65,16	9,96	1960/1994	3
Corozo Pando	UH10	-67,58	8,51	1953/2002	1
El Carito	UH11	-64,74	9,79	1950/1997	2
Onoto	UH12	-65,20	9,60	1950/1997	2
Agua Blanca	UH13	-69,10	9,67	1952/1997	4

Tabla 2. Coeficiente de correlación de Pearson máximos entre las series SPI3 en cada ER y las anomalías VM.

Unidad Geográfica	SOI	ATLN	NINO12	NINO3	NINO4	NINO34	SUNSPOT	ATLS
UH1	-0,07/1*	0,21/2	-0,12/14	-0,14/14	0,19/0	0,10/0	0,22/3	-0,21/15
UH2	0,23/0	0,20/3	-0,25/2	-0,24/1	-0,17/4	-0,20/0	-0,10/12*	-0,11/2
UH3	-0,19/4	0,12/3	0,17/0	0,15/0	0,19/1	0,16/1	0,21/18	-0,21/2
UH4	-0,14/12	0,14/21	-0,11/20	0,11/9	0,17/12	0,14/10	0,15/6	-0,14/19
UH5	0,13/23	0,18/2	-0,14/24	-0,16/24	0,15/9	-0,14/24	0,12/16	-0,13/2
UH6	-0,13/4	0,37/2	-0,12/24	-0,15/24	0,19/4	0,17/2	0,17/2	-0,12/24
UH7	-0,09/12*	0,20/2	0,23/0	0,22/0	0,18/1	0,16/0	0,14/0	-0,09/3
UH8	-0,11/8	0,22/2	-0,10/19	-0,10/20	0,12/0	0,07/9	0,17/3	-0,15/2
UH9	0,12/0	0,32/3	-0,10/24*	-0,08/24*	0,11/10	0,10/13	0,14/0	-0,22/3
UH10	0,05/2	0,23/2	-0,18/7	-0,10/24	-0,09/24	-0,10/24	0,05/0	0,07/13
UH11	-0,17/13	0,15/3	-0,12/3	0,15/17	0,22/12	0,17/15	0,18/18	-0,17/2
UH12	-0,12/12	0,21/12	-0,06/3*	-0,07/6*	0,17/11	0,11/12	0,26/17	-0,11/2
UH13	-0,14/0	0,14/2	0,15/0	0,21/0	0,24/0	0,21/0	0,26/19	-0,21/2

Nota: cada celda expresa el r de Pearson máximo/retardo en que ocurre el r de Pearson máximo;

* $p > 0.05$ (no significativa a un $\alpha = 0.05$)

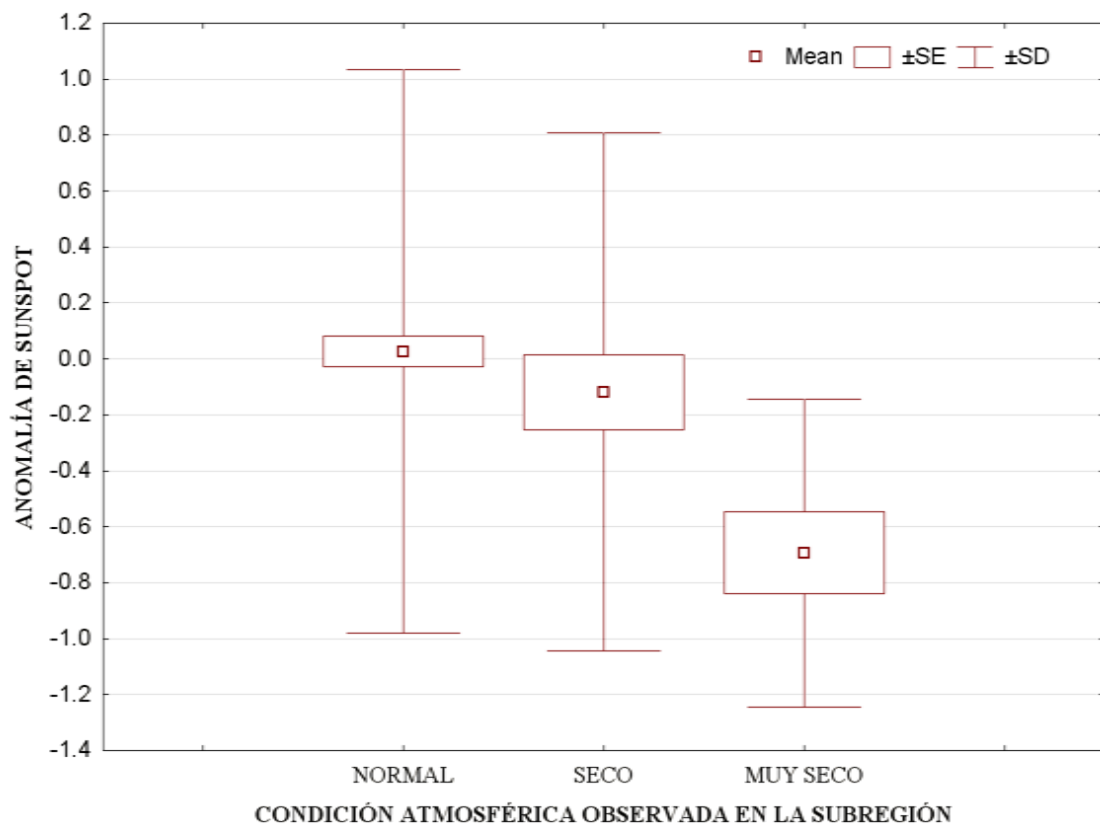


Figura 3. Gráfico de caja y bigote de SUNSPOT en la subregión UH1

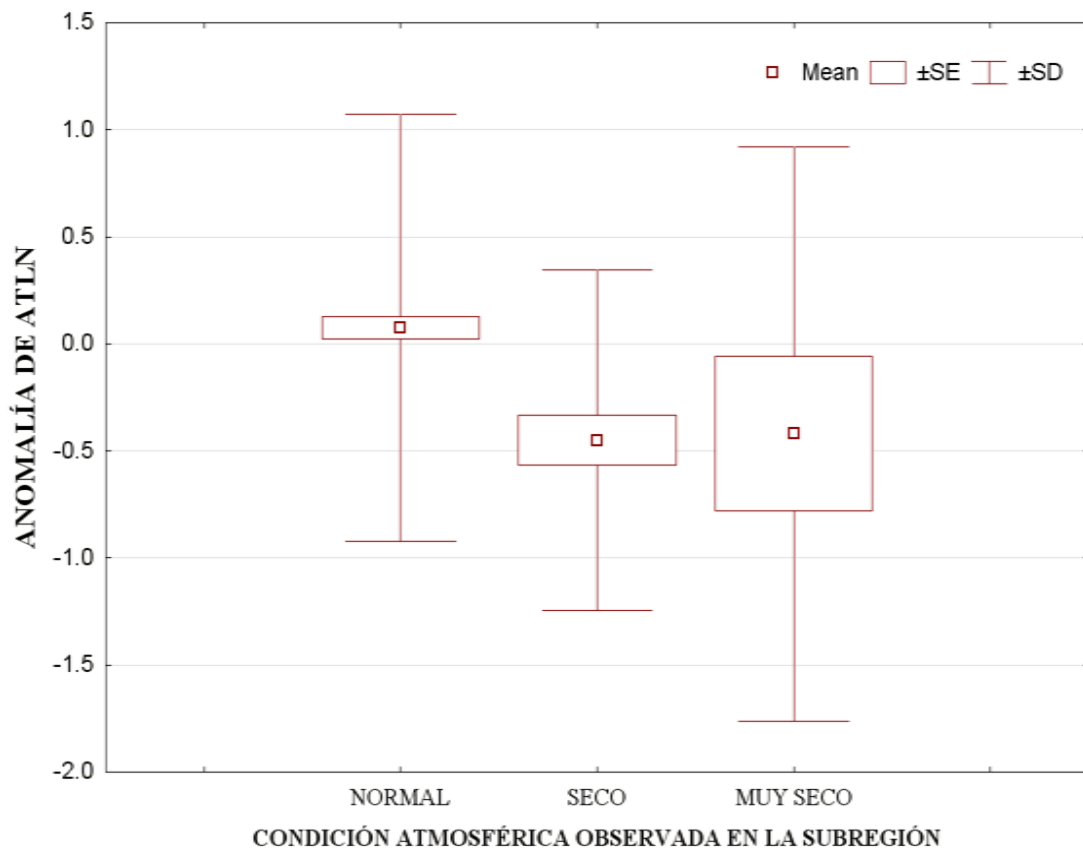


Figura 4. Gráfico de caja y bigote de ATLNL en la subregión UH1

Los modelos de predicción basados en los umbrales descritos pueden advertir la ocurrencia de una condición seca con 1 a 23 meses de antelación (Tabla 3). Aunque se emplea un sencillo sistema de

bandas, estos modelos tienen un gran potencial como herramienta para la alerta temprana de sequías en Los Llanos, pues su probabilidad de acierto varía entre 45,2% y 59,6% (Tabla 4); la predicción basada en modelos matemáticos parametrizados como el Weather Research Forecast (WRF) tiene un 80% de aciertos (Gutiérrez 2008).

Tabla 3. Umbrales de predicción de las VM más influyentes en Los Llanos.

Unidad Geográfica	VM predictora	LS (Normal)	LI (Muy Seco)	Retardo predictivo
UH1	ATLN	-0,335	-0,564	2
UH2	ATLN	-0,253	-0,486	3
UH3	ATLN	-0,067	-0,350	3
UH4	ATLS*	0,451	0,105	19
UH5	SOI	0,110	-0,251	23
UH6	ATLN	-0,344	-0,585	3
UH7	NINO4	-0,254	-0,550	1
UH8	ATLN	0,037	-0,261	2
UH9	ATLS*	0,484	0,207	3
UH10	ATLN	-0,229	-0,529	2
UH11	ATLS*	0,319	-0,047	2
UH12	SUNSPOT	-0,323	-0,625	17
UH13	ATLS*	0,438	0,133	2

Nota: * si la VM supera el Límite Superior (LS) el modelo predice una condición Muy Seca y, por debajo de Límite Inferior (LI), Normal.

Tabla 4. Indicadores de la calidad de predicción de los modelos en Los Llanos.

Unidad Geográfica	HIR	FAR	P	RP	S
UH1	0,546	0,227	0,697	0,612	1,000
UH2	0,515	0,243	0,677	0,520	1,000
UH3	0,528	0,236	0,685	0,557	1,000
UH4	0,549	0,225	0,699	0,622	1,000
UH5	0,459	0,270	0,640	0,361	1,000
UH6	0,571	0,214	0,714	0,688	1,000
UH7	0,596	0,202	0,731	0,766	1,000
UH8	0,452	0,274	0,635	0,340	1,000
UH9	0,533	0,234	0,689	0,574	1,000
UH10	0,543	0,228	0,695	0,604	1,000
UH11	0,475	0,263	0,650	0,405	1,000
UH12	0,571	0,214	0,714	0,688	1,000
UH13	0,546	0,227	0,698	0,613	1,000

Nota: probabilidad de detección (HIR), probabilidad de falsa alarma (FAR), precisión (P), razón de probabilidades (RP) y sesgo (S).

Desde el punto espacial, la mayor anticipación de los modelos se da en el eje Santa Rosa-Anaco-San Bárbara de Ipire en los estados Anzoátegui y Guárico, y El Pao en Cojedes, sin embargo, estas locaciones presentan la probabilidad de aciertos más baja en la Unidad de Estudio; menos de 51% de

probabilidad de aciertos. Las predicciones más confiables se dan en Puerto La Cruz-Barcelona, Onoto-Aragua de Barcelona, El Sombrero, Calabozo, San Fernando de Apure, Ospino, Biscucuy y Barinas-Santa Lucía.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Las series de anomalías mensuales ATLN, ATLS, SOI, NINO4 y SUNSPOT predicen adecuadamente el SPI3 en Los Llanos de Venezuela, y en consecuencia, posibilitan la emisión de alertas tempranas sobre la ocurrencia de sequías meteorológicas para un trimestre en particular.

Se recomienda extender esta investigación a otras regiones fisiográficas del país o repetirla en Los Llanos incluyendo otras variables macroclimáticas diferentes a las consideradas.

RECONOCIMIENTO

La investigación ha sido financiada por el CDCH de la Universidad de Carabobo y la Coordinación de Investigación del Vicerrectorado de Infraestructura y Procesos Industriales de la Universidad Nacional Experimental de los Llanos Ezequiel Zamora. Los resultados son un avance del proyecto “Caracterización espacial y temporal de las sequías meteorológicas en Los Llanos de Venezuela”, código 31108101.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Barnston A., Mason S., Goddard L., DeWitt D. and Zebiak S.** (2003) Multimodel ensembling in seasonal climate forecasting at IRI. *Bulletin American Meteorology Society*. Vol 84, pp. 1783–1796.
- Burton I., Kates R. and White G.** (1978) *The environment as hazard*. Oxford University Press. New York. 240 p.
- Campos D.** (2005) *Agroclimatología cuantitativa de cultivos*. Editorial Trillas, pp. 267-282.
- Cárdenas P., García L., Martelo M. y Gil A.** (2003) Impacto de los eventos El Niño – Oscilación del Sur en Venezuela. Parte II. Documento técnico del MinAmb-Venezuela. 212 p.
- Carrillo J.** (1999) *Agroclimatología*. Editorial Innovación Tecnológica. Universidad Central de Venezuela pp. 213-246
- Easterling R., Peterson C., and Karl T.** (1996) On the development and use of homogenized climate data sets. *Journal of climate*. Vol. 9, pp. 1429-1434.
- Edwards D. and McKee T.** (1997) Characteristics of 20th Century drought in the United States at multiple time scales. *Climatology Report Number 97-2*, Colorado State University, Fort Collins. Colorado.
- Folland C., Colman A., Rowell D. and Davey M.** (2001) Predictability of Northeast Brazil rainfall and real-time forecast skill, 1987–98. *J. Journal of climate*. Vol 14, pp. 1937–1958.
- Goudie A.** (1985) *Encyclopedic dictionary of physical geographic*. Blackwell. Oxford. 528 p.
- Gutiérrez E.** (2007) Umbrales de índices de estabilidad para la predicción de tormentas eléctricas en dos regiones de Venezuela. Reporte técnico del Centro de Modelado Científico de la Universidad del Zulia, Venezuela.
- Gutiérrez J., Cano R., Cofiño A. y Sordo C.** (2004) *Redes probabilísticas y neurales en las ciencias atmosféricas*. Universidad de Cantabria, España. 276 p.

- Hudson H. and Hazen R.** (1964) Drought and low stream flow. En: Chow, V.T. (Ed.): Handbook of applied hydrologic. Mc Graw-Hill. New York.
- Marengo J. and Coauthors.** (2003) Ensemble simulation of regional rainfall features in the CPTEC/COLA atmospheric GCM: Skill and predictability assessment and applications to climate predictions. *Climate Dynamic*. Vol 21, pp. 59–475.
- Martelo M.** (2004) Influencia de las variables macroclimáticas en el clima de Venezuela. Universidad Central de Venezuela. Facultad de Agronomía. Instituto y Departamento de Ingeniería Agrícola. Ponencia en VII Congreso Venezolano de Ingeniería Agrícola, Maracay-Venezuela.
- Martis A., Oldenborgh B. and Burgers G.** (2002) Predicting rainfall in the Dutch Caribbean—More than El Niño? *Journal of climate*. Vol 22, pp. 1219–1234.
- McKee T., Doesken N. and Kleist J.** (1993) The relationship of drought frequency and duration to time scales. Eighth Conference on Applied Climatology. 17-22 January 1993, Anaheim, California
- National Drought Mitigation Center [NCDC]** (1995) Understanding and Defining Drought [En línea]. Página web, Lincoln (Nebraska): National Drought Mitigation Center. University of Nebraska. <<http://enso.unl.edu/ndmc/enigma/def2.htn-i>>. Actualización 15 de noviembre de 1995. [Consulta, 27 de septiembre de 1996].
- Ovalles F., Cortez A., Rodríguez M., Rey J. y Cabrera-Bisbal E.** (2007) Variación geográfica del impacto del cambio climático en el sector agrícola en Venezuela. Ponencia presentada en I Congreso Venezolano de Agrometeorología y V Reunión Latinoamericana de Agrometeorología. Maracay, Venezuela
- Paredes F. y Guevara E.** (2008) Regionalización de los llanos de Venezuela en base a la severidad del periodo seco aplicando un análisis clúster jerárquico. Ponencia en VI Congreso De Investigación de la UC, Valencia-Venezuela.
- Paredes F., Millano J. y Guevara E.** (2008) Análisis espacial de las sequías meteorológicas en la región de Los Llanos de Venezuela durante el período 1961-1996. *Revista de climatología*. Vol 8, pp. 15–27
- Sutton R. and Hodson D.** (2007) Climate Response to Basin-Scale Warming and Cooling of the North Atlantic Ocean. *Journal of Climate*. Vol 20, pp. 891–907
- Thom H.** (1971) Some methods of climatological analysis. Nota técnica N° 81. OMM N° 199. TP. 103. Secretaría de la OMM. Ginebra, Suiza pp. 1-11
- Wilhite D. y Glantz M.** (1985) Understanding the drought phenomenon; the role of definitions. *Water International*. Vol 10, pp. 111-120
- World Meteorological Organization [WMO]** (2005) Weather, climate, water and sustainable development. WMO-No. 1000. 92 p.

MODELO DE PRONÓSTICO DE ESCURRIMIENTO PARA LAS CUENCAS PEÑITAS Y CHICOASÉN

*Gabriela Esquivel Garduño, Ramón Domínguez Mora,
Alejandro Mendoza Reséndiz y Eliseo Carrizosa Elizondo*
Universidad Nacional Autónoma de México, Instituto de Ingeniería, México

RESUMEN:

En este trabajo se presenta la modelación de la relación lluvia –escurrimiento para las cuencas Chicoasén y Peñitas, obtenida a partir de un modelo distribuido, para lo cual primero se realiza el análisis de terreno de las cuencas por medio de un SIG y posteriormente se hace el análisis hidrológico con el MPE (Modelo de Pronóstico de Esgurrimiento, Instituto de Ingeniería UNAM 2008) para el que se obtienen los parámetros de calibración para diferentes eventos que se presentaron en los años 2007 y 2008.

Haciendo una adaptación al MPE se elaboró el programa de computo llamado PEG (Pronóstico de Esgurrimiento para las cuencas del Grijalva) teniendo como objetivo obtener el pronóstico de los escurrimientos para las cuencas Peñitas y Chicoasén a partir de las lluvias registradas en las estaciones automáticas instaladas por CFE y CONAGUA.

ABSTRACT:

In this work it is presented the modeling of the relation rainfall - runoff for the basins Chicoasén and Peñitas, obtained from a distributed model, for which it is realized first the analysis of area of the basins by means of a GIS and later the hydrological analysis is done by the MPE (Model of Forecast of Runoff, Institute of Engineering UNAM 2008) obtaining the parameters of calibration for different events, occurred in the years 2007 and 2008.

Doing an adjustment to the MPE is was elaborated the program of calculation called PEG (Forecast of Runoff for the high basins of the Grijalva) having as aim to obtain the forecast of the runoffs for the basins Peñitas and Chicoasén from the rains registered in the automatic stations of CFE and CONAGUA.

PALABRAS CLAVES:

Modelo Distribuido, Pronóstico de Esgurrimiento, Grijalva.

El área, a partir de la cortina de la presa Malpaso hasta la salida de la cuenca Peñitas, es de 1,313 km². Su cauce principal formado de las aportaciones por cuenca propia y del agua turbinada por la presa Malpaso tiene una longitud de 116 km y su pendiente es de 0.019.

Debido al deslizamiento del talud en el ejido Juan de Grijalva ocasionado por las lluvias de octubre del año 2007, entre las presas Malpaso y Peñitas, la hidrología de la cuenca Peñitas cambio, por lo que fue necesario realizar el análisis aguas arriba y aguas abajo de Juan de Grijalva.

La parte alta de la cuenca Peñitas, aguas arriba de Juan de Grijalva, recibe principalmente los escurrimientos de los ríos Tzimbac y Azapac así como los excedentes de la presa Malpaso. Aguas abajo el escurrimiento es proveniente de la cuenca del río Sayula, fig 2.

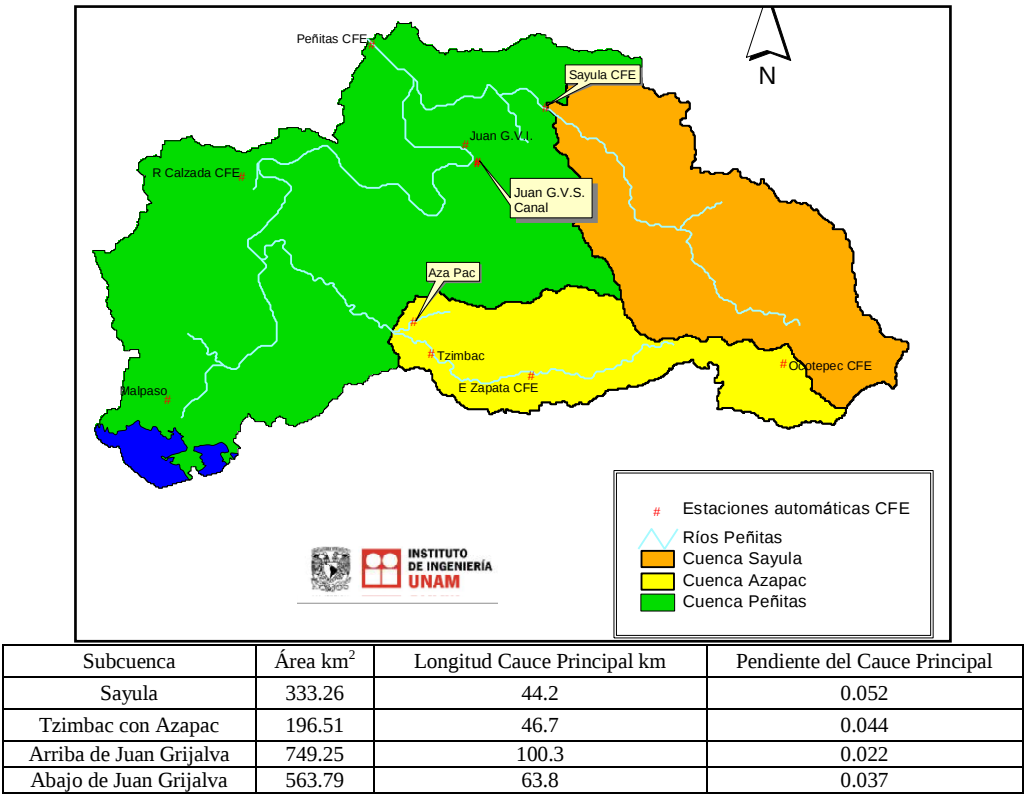


Figura 2.- Cuenca Peñitas

La cuenca de Chicoasén se encuentra en la zona central del estado de Chiapas, su extensión territorial es de 7,309 km². Su cauce principal esta formado por las aportaciones de la presa la Angostura y de los ríos Santo Domingo, Boquerón y Acala, tiene una longitud de 167 km y una pendiente de 0.011, fig 3.

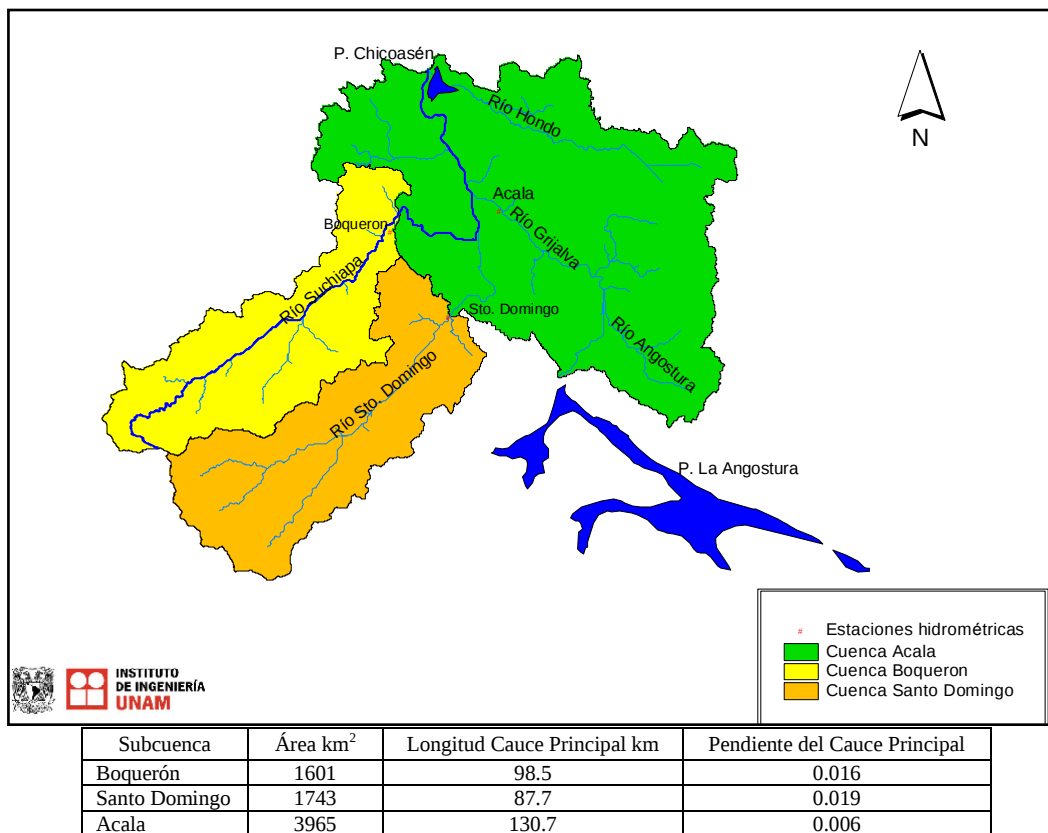


Figura 3.- Cuenca Chicoasén

En cuanto al uso de suelo, en la cuenca Peñitas se tiene que el 10% es zona urbana, el 45% es de pastizal, y el 38% es zona selvática, los cuerpos de agua ocupan un 5% de la superficie de la cuenca. En la cuenca Chicoasén, el 37% pertenece a la agricultura, el 32% es zona de bosque, el 22% zona de selva, el 7% es de zona de pastizal, mientras que el 2% restante pertenece a asentamientos urbanos y cuerpos de agua.

La cuenca de Peñitas presenta en la mayor parte de su superficie permeabilidad baja, por ser un suelo abundante en arcillas, a diferencia de la cuenca Chicoasén en donde su permeabilidad es buena por tener un suelo mayormente conformado de arenas finas y limos, fig 4.

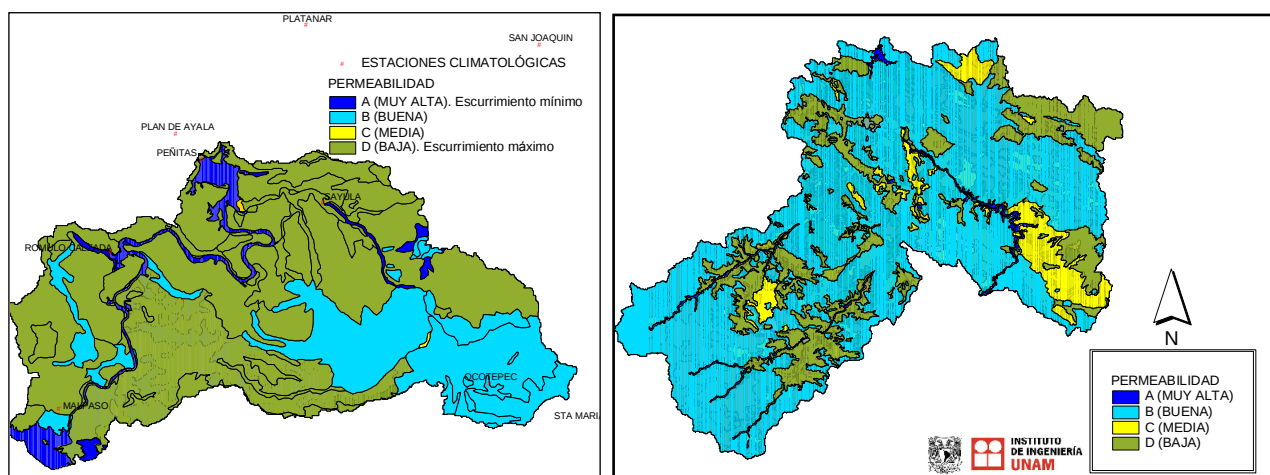


Figura 4.- Permeabilidad del suelo en las cuencas Peñitas y Chicoasén

Actualmente para las cuencas Peñitas y Chicoasén se cuenta con una red de estaciones automáticas de medición, pertenecientes a la Comisión Federal de Electricidad (CFE), fig 1:

- 6 climatológicas (Ocopetec, Emiliano Zapata, Cristóbal Obregón, San Cristóbal, Sierra Morena y Tuxtla Gutierrez)
- 7 hidrométricas-climatológicas (Peñitas, Sayula, Malpaso, Rómulo Calzada, Chicoasén, Angostura y Santo Domingo)
- 6 hidrométricas-pluviográficas (Juan Grijalva vaso Inferior, Juan Grijalva vaso superior, Tzimbac, Aza-pac, Acala y Boquerón)
- 3 pluviométricas (Monterrey, Santuario y Tres Picos)

La información se reporta cada 60 min por radio y se puede consultar en la página <http://h06814.iie.org.mx/cuenca/penitas/peñitas.html>.

Para el estudio se eligieron tormentas que provocaron algún evento extraordinario y que se tuviera información en las estaciones automáticas de CFE.

MÉTODOS MATEMÁTICOS

Para la modelación lluvia-escurrimiento de las cuencas se empleo el Modelo para Pronóstico de Escurrimiento (MPE), Domínguez et al. (2008). Éste modelo emplea para la producción del escurrimiento el método de las Abstracciones o del Número de Curva del SCS (Soil Conservation Service), es un método sencillo para calcular la lluvia efectiva en función de la lluvia acumulada, las condiciones de humedad, la cobertura y uso del suelo, Domínguez et al. (1981). Para modelar el secado del suelo después de una tormenta, se hace una modificación al método SCS; se calcula la precipitación acumulada neta usando un factor, denominado factor de olvido, el cual hace que la importancia de las lluvias antecedentes vaya disminuyendo conforme pasa el tiempo

$$P_{an} = P_n + P_{n-1} f_x + P_{n-2} f_x^2 + \dots + P_1 f_x^{n-1} \quad [1]$$

donde

P_{an} precipitación acumulada neta en el intervalo de tiempo n , cm

P_n precipitación en el intervalo de tiempo n , cm

f_x factor de olvido, menor que 1.

La precipitación acumulada neta se sustituye por la acumulada total P en la ecuación del método de Número de Curva

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S}; I_a \leq P, 0 \quad [2]$$

donde

P precipitación acumulada total, cm

I_a retención (infiltración) inicial, cm

S retención (infiltración) potencial máxima, cm

P_e precipitación efectiva acumulada, cm

$$S = \frac{2540 - (25.4 \times CN)}{CN} \quad [3]$$

donde

CN número de curva que depende del tipo y uso del suelo de la cuenca ($0 < CN \leq 100$).

La transferencia del escurrimiento se modela con el método de *Clark Modificado*, Méndez (2005) que consiste en trasladar el escurrimiento producido en cada celda hasta la salida de la cuenca después de transcurrido un intervalo de tiempo igual al tiempo de viaje desde la celda hasta la salida, combinando un mapa de isócronas (curvas de igual tiempo de viaje) con la regulación en un embalse lineal.

Para cada cuenca es necesario calibrar los parámetros I_a , S y f_x (llamados parámetros de pérdidas) y los parámetros T_c y k (llamados parámetros de forma), comparando los resultados obtenidos de la simulación con datos observados.

Parámetros de pérdidas. Intervienen en la producción del escurrimiento.

- *Factor de Escala de pérdida Inicial (λ).* Relaciona la infiltración inicial (I_a) con la infiltración potencial máxima (S), $I_a = \lambda S$. El valor de λ debe estar entre 0 y 1; para aplicaciones prácticas se recomienda iniciar la calibración con un valor $\lambda=0.2$
- *Factor de Escala de retención Potencial (f_s).* Modifica la retención potencial del suelo y, por lo tanto, el valor del número de curva; $S = S * f_s$. Al disminuir el valor de f_s se simula un suelo menos permeable (mayor escurrimiento), mientras que al aumentarlo se simula un suelo más permeable (menor escurrimiento).
- *Factor de Olvido (f_x).* Con este parámetro se consideran las pérdidas por evapotranspiración que se presentan durante el intervalo de tiempo de una tormenta a otra. Se recomienda cuando se quieren modelar varios días, $0 < f_x \leq 1$. Al aumentar el valor de f_x se obtiene menos evapotranspiración (mayor escurrimiento), mientras que al disminuirlo se obtiene más evapotranspiración (menos escurrimiento).

Parámetros de Forma. Intervienen en el traslado del escurrimiento, le dan la forma al hidrograma

- *Tiempo de Concentración (T_c).* Tiempo que tarda la precipitación excedente en alcanzar la salida de la cuenca desde su punto más alejado, $T_c > \Delta T$. Para un primer cálculo se recomienda obtener T_c con la fórmula de Kirpich.
- *Coeficiente de Almacenamiento (K).* Tiempo de retraso provocado por el efecto del almacenamiento natural. Para una primera aproximación, $K = 0.6 T_c$.

MODELO LLUVIA-ESCURRIMIENTO PARA LAS PEÑITAS Y CHICOASÉN

En el SIG se elaboraron los mapas distribuidos de las cuencas, empleando un modelo digital de elevación a escala 1:50,000 y los mapas digitalizados de uso y tipo de suelo a escala 1:250,000 del INEGI. Para ello primero se realizó el análisis de terreno en el SIG, USACE (2001, 2003), y se obtuvo el mallado de las cuencas, con un tamaño de celdas de 1km por 1km, y los parámetros hidrológicos para cada celda tales como área, longitud de viaje, pendiente, etc, fig 5.

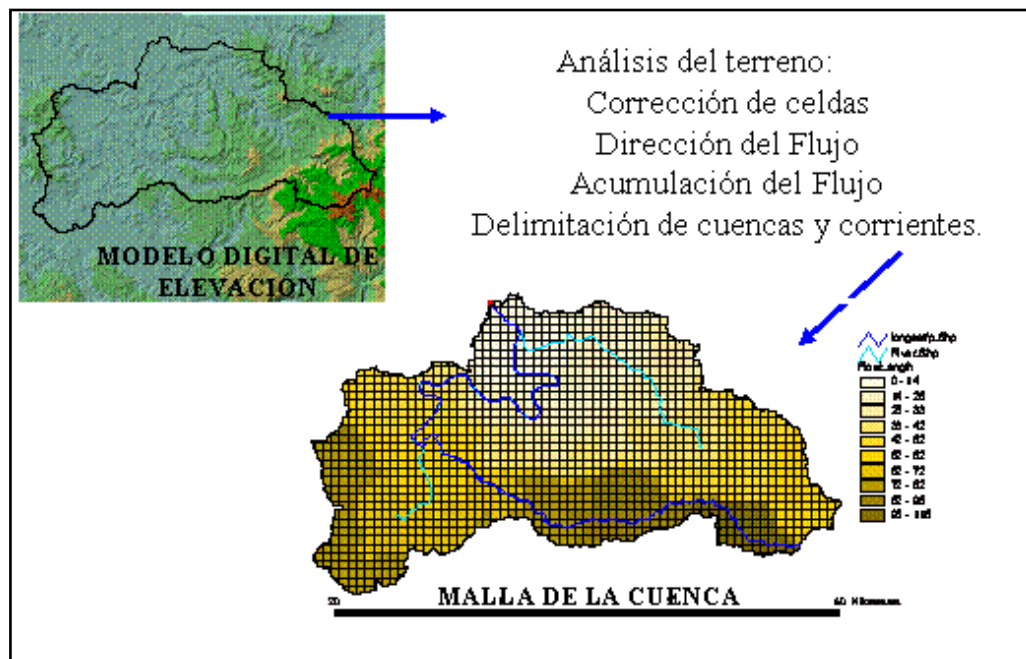


Figura 5.- Análisis de Terreno en el SIG para la cuenca Peñitas

Relacionando los mapas de uso y tipo de suelo se elaboró el mapa de número de curva, fig 6.

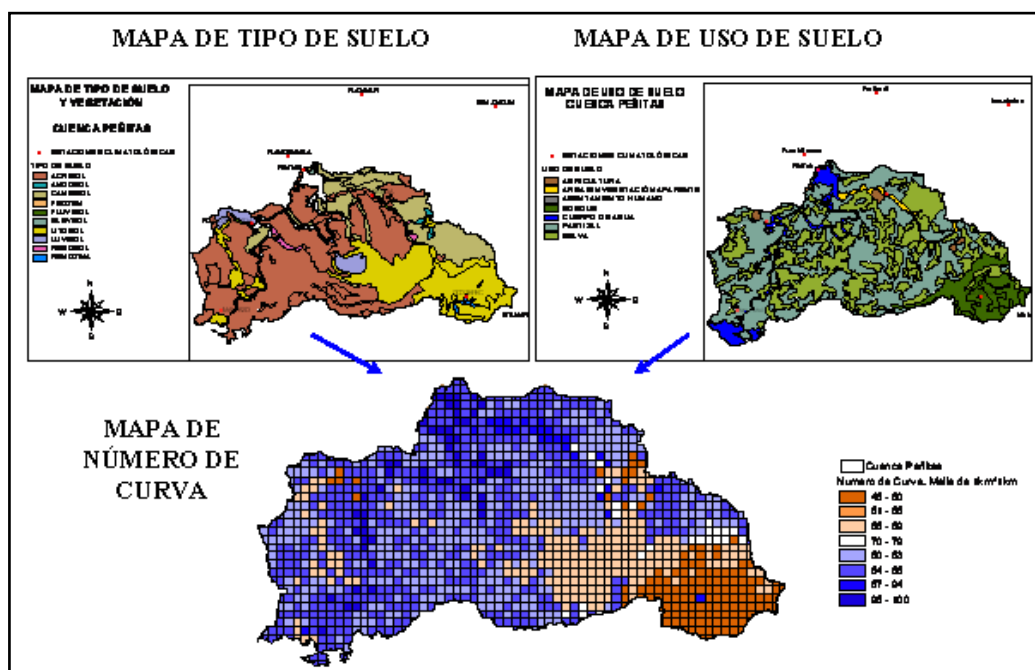


Figura 6.- Obtención del mapa de Número de Curva para la cuenca Peñitas

Peñitas

La modelación en Peñitas se hará aguas arriba y aguas abajo de Juan de Grijalva; para ello se cuenta con tres estaciones hidrométricas: Azapac, Tzimbac y Sayula. Como no se cuenta con información histórica en la estación Juan de Grijalva, primero se calibrarán las cuencas Azapac y Tzimbac, los parámetros resultantes de esta calibración se utilizarán para la modelación de la cuenca aguas arriba de Juan de Grijalva. Los parámetros para la cuenca aguas abajo de Juan de Grijalva serán los obtenidos de la calibración en la cuenca Sayula, fig 2.

Las fechas de análisis empleadas en Peñitas son:

Fechas de análisis en Sayula	Estaciones utilizadas
8-16 de octubre del 2007	Peñitas, Sayula, Ocotepec, Malpaso, Emiliano Zapata
22 de octubre al 5 de noviembre del 2007	
30 de mayo al 4 de junio del 2008	Peñitas, Sayula, Ocotepec, Malpaso, Emiliano Zapata, Azapac, Tzimbac, Juan de Grijalva
17 al 26 de octubre del 200	

Fecha de análisis para Tzimbac con Azapac	Estaciones utilizadas
30 de mayo al 4 de junio del 2008	Peñitas, Sayula, Ocotepec, Malpaso, Azapac, Tzimbac, Juan de Grijalva
7 al 22 de octubre del 2008	
1 al 2 de septiembre del 2008	Peñitas, Sayula, Ocotepec, Malpaso, Emiliano Zapata, Azapac, Tzimbac, Juan de Grijalva
17 al 26 de septiembre del 2008	

En la fig 7 se observan los hidrogramas medido y calculado en las cuencas Sayula y Tzimbac con Azapac para la fecha del 30 de mayo al 4 junio del 2008.

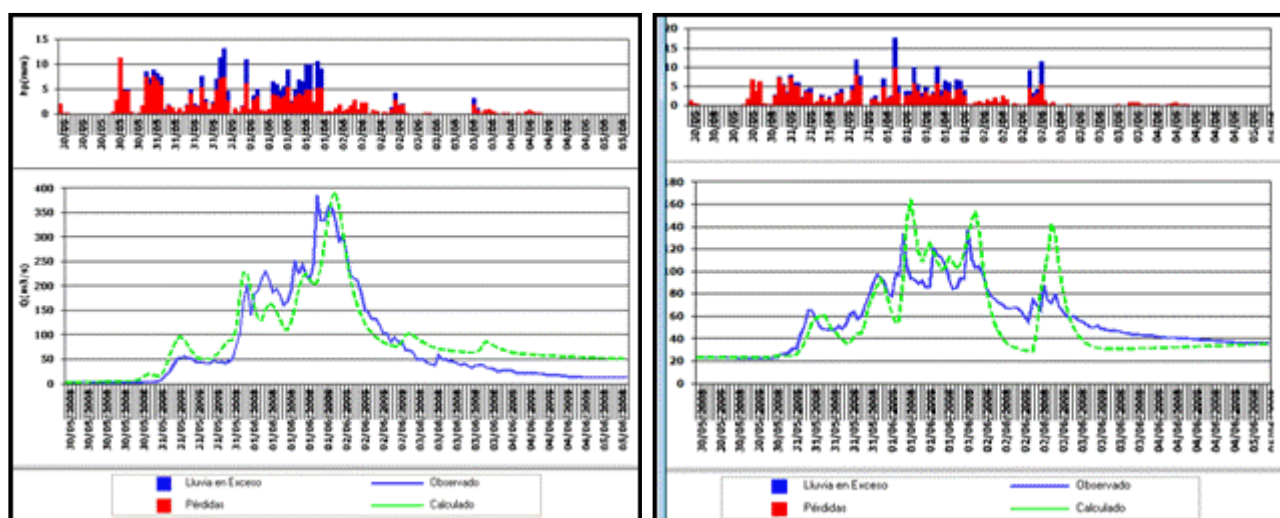


Figura 7.- Hidrograma de Sayula (izquierda) y Tzimbac con Azapac (derecha). Periodo del 30 de mayo al 4 de Junio del 2008

Se obtuvieron dos calibraciones, época de sequía y lluvia: los parámetros de calibración obtenidos para las cuencas aguas arriba y aguas abajo de Juan de Grijalva se muestran en la tabla 1

Tabla 1.- Parámetros de Calibración para las cuencas arriba y abajo de Juan Grijalva

CUENCA PEÑITAS	Aguas arriba de Juan Grijalva		Aguas abajo de Juan Grijalva	
Parámetros de calibración	Sequías	Lluvias	Sequías	Lluvias
Parámetros de pérdidas				
λ	0.2	0.2	0.2	0.2
fS	1.8	1.2	1.8	1.2
fx	0.98	0.98	0.98	0.99
Parámetros de forma				
Tc, en hrs.	4		5	
K, en hrs.	3		4	

Chicoasén

En la cuenca Chicoasén se tienen dos estaciones de medición de gasto, Boquerón y Sto. Domingo, las cuales se utilizaron para calibrar los parámetros que interviene en el modelo lluvia-escorrentamiento; los parámetros obtenidos para estas cuencas son los que se emplearán para toda la cuenca de Chicoasén fig 3.

Las fechas de análisis empleadas en Chicoasén son:

Fechas de análisis en Boquerón	Estaciones utilizadas
8-14 septiembre 2007	Acala, Boquerón, Cristóbal Obregón, Monterrey, Chicoasén, Angostura, San Cristóbal, Santuario, Sierra morena, Santo Domingo y Tuxtla Gutiérrez. No funcionó Tres picos
24 septiembre-10 octubre 2007	Acala, Boquerón, Santo Domingo, Monterrey, Chicoasén, Angostura, San Cristóbal, Santuario, Sierra morena y Tuxtla Gutiérrez No funcionó Cristobal Obregón y Tres picos
15-23 octubre 2007	
1-10 septiembre 2008	
19- 27 septiembre 2008	Acala, Boquerón, Cristóbal Obregón, Monterrey, Chicoasén, Angostura, San Cristóbal, Santuario, Sierra morena y Tuxtla Gutiérrez No funcionó Sto. Domingo y Tres picos
7-14 octubre2008	

Fecha de análisis en Sto.Domingo	Estaciones utilizadas
8-14 septiembre 2007	Acala, Boquerón, Cristóbal Obregón, Monterrey, Chicoasén, Angostura, San Cristóbal, Santuario, Sierra morena, Santo Domingo y Tuxtla Gutiérrez. No funcionó Tres picos
24 sep-1 octubre 2007	Acala, Boquerón, Santo Domingo, Monterrey, Chicoasén, Angostura, San Cristóbal, Santuario, Sierra morena y Tuxtla Gutiérrez. No funcionó Cristobal Obregón y Tres picos
15-23 octubre 2007	

Los parámetros de calibración resultantes para Chicoasén se muestran en la tabla 2; en las figs 8 y 9 se muestran los hidrogramas medido y calculado, de una de las fechas de estudio, en las cuencas Boquerón y Sto. Domingo.

Tabla 2.- Parámetros de Calibración para Chicoasén

Parámetros de calibración	BOQUERÓN	SANTO DOMINGO	CHICOASÉN
	Sequías		Lluvias
Parámetros de pérdidas			
λ	0.2		0.2
fS	1.8		1.2
fx	0.96		0.97
Parámetros de forma			
Tc, en hrs.	16	16	27
K, en hrs.	13	13	22

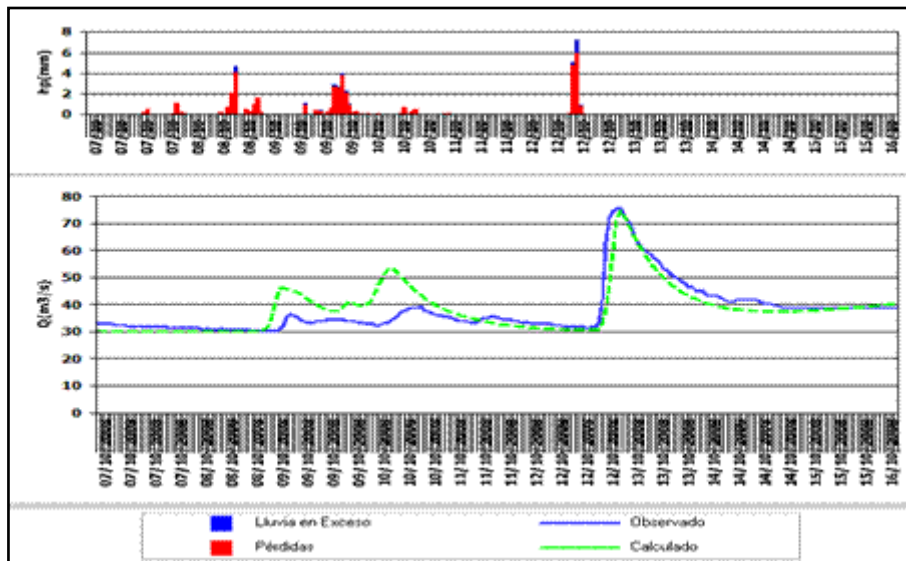


Figura 8.-Cuenca Boquerón, periodo del 7 al 14 de octubre del 2008

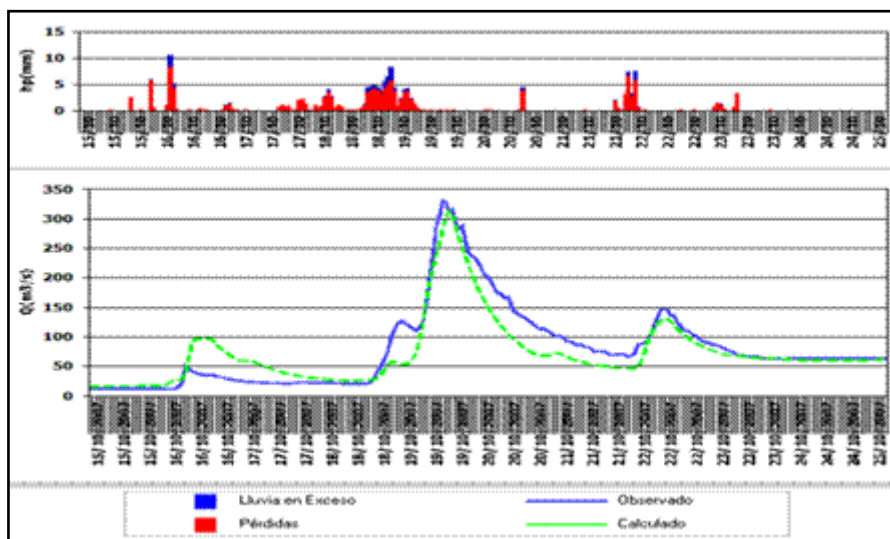


Figura 9.- Cuenca Santo Domingo, periodo del 15 al 23 de octubre del 2007

PROGRAMA DE PRONÓSTICO DE ESCURRIMIENTO PARA LAS CUENCAS DEL GRIJALVA (PEG)

Se elaboró el programa de cómputo “Pronóstico de escurrimiento para las cuencas del Grijalva (PEG)”, el cual obtiene el escurrimiento pronosticado para las cuencas Peñitas, Chicoasén y La Bifurcación, a partir de los registros de lluvia de la red de estaciones automáticas situadas dentro y en la periferia de dichas cuencas.

PEG es una adaptación del programa MPE, utiliza la misma metodología para la modelación lluvia-escurrimiento.

El programa realiza la modelación para las siguientes cuencas, fig 10:

Chicoasén

Chicoasén completo
Boquerón
Santo Domingo

Peñitas

Peñitas completo
Juan de Grijalva
Abajo de Juan de Grijalva
Tzimbac con Azapac
Sayula

La Bifurcación

Bifurcación completo
Platanar

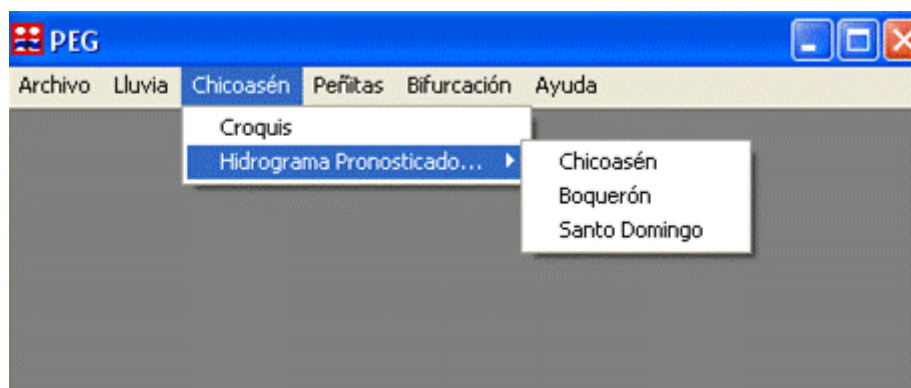


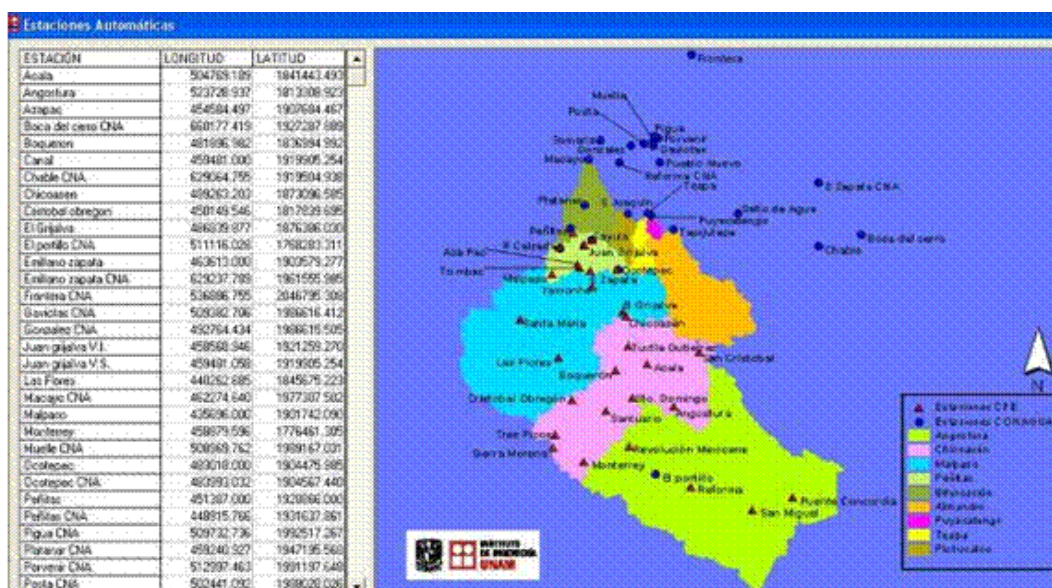
Figura 10.- Menú principal del programa PEG

La lluvia se ingresa por medio de un archivo con formato .txt. La información está organizada por columnas, la primera corresponde a la fecha y hora, las columnas subsecuentes corresponden a la información de lluvia en cada una de las estaciones en las que se tenga información, manteniendo un intervalo de tiempo Δt constante entre un dato y el siguiente, $\Delta T = 1$ hora si se utiliza la calibración obtenida en este estudio, ver tabla 5.

Tabla 5. Ejemplo de tabla de lluvia

Fecha y hora	Peñitas	Sayula	Malpaso	...
17/09/2008 01:00	1.6	0	1.5	
17/09/2008 02:00	0.1	0	0	
17/09/2008 03:00	0.9	0	0	

El programa contiene un listado y un croquis de todas las estaciones automáticas con las que cuentan actualmente CFE y CONAGUA, y que se utilizan en el análisis. La tabla contiene el nombre de las estaciones y su localización en coordenadas UTM, si se desea se pueden agregar más estaciones, fig 11.



Los parámetros de calibración que utiliza el programa son los obtenidos en este estudio, para un $\Delta T = 1$ hora, pero pueden ser modificados por el usuario según convenga.

CONCLUSIONES

La principal dificultad que se encontró durante el estudio de las cuencas del Grijalva, fue la escasa y algunas veces mala información de los registros de lluvia y del escurrimiento. Con una mayor densidad en la red de estaciones y con mayor confiabilidad en su funcionamiento, la calibración de las

cuencas mejoraría y el pronóstico del escurrimiento sería más exitoso. Adicionalmente se recomienda instalar almacenadores de datos en cada sitio para poder reconstruir los registros cuando, por algún motivo, se presenten fallas de transmisión

Las mejores calibraciones fueron las que se obtuvieron para la cuenca Peñitas, por ser una cuenca más estudiada que tiene un mayor número de estaciones de medición, lo que facilitó la selección de lluvias a analizar y por lo tanto la comprobación de los parámetros.

Los parámetros del modelo para la cuenca Chicoasén son los que se obtuvieron al calibrar las subcuencas Boquerón y Santo Domingo. La cuenca tiene poca densidad de estaciones en la parte alta por lo que se tuvo dificultad en las calibraciones; aún así los resultados obtenidos fueron satisfactorios para la mayoría de las fechas de análisis.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Domínguez. M. R., Gracia J. S. (1981). “Manual de Diseño de Obras Civiles, Hidrotecnia, A.1.4 Pérdidas”, *CFE*.

Domínguez. M. R., Esquivel G. G., Baldemar M. A., Mendoza R. A., Arganis J. M. L. (2008). “Manual del Modelo para pronóstico de escurrimiento”, *Serie manuales. Instituto de Ingeniería, UNAM*.

Domínguez. M. R., Esquivel G. G., Mendoza R. A., Carrizosa E. E. (2009). “Elaboración de un modelo lluvia- escurrimiento para el pronóstico en tiempo real de las avenidas en las cuencas del Grijalva: Peñitas, Chicoasén y La Bifurcación”. *Informe interno CFE*.

Méndez A. B. (2005). “Aplicaciones hidrológicas de los radares Meteorológicos”. *Tesis Doctoral. División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM*.

USACE. (2001). “Hydrologic Engineering Center, Hydrologic Modeling System HEC-HMS”, *Technical Reference Manual*.

USACE, (2003). “Hydrologic Engineering Center, Hydrologic Modeling System HEC-GeoHMS”, *User’s Manual*.

ESTIMACIÓN DE CAUDALES DE INFILTRACIÓN EN TÚNELES

Dr.- Ing. Gabriel Rodríguez / Ing. Gustavo Torrico La Tapia

Bolivia, grodriguez@ABIRH.org / gustavotorrico@hotmail.com

RESUMEN:

Un macizo rocoso fracturado contiene varios conjuntos de discontinuidades, que llevan en sus interconexiones el paso de flujo principal de agua subterránea. Debido a los pocos datos de campo obtenidos en mediciones convencionales, a menudo es difícil estimar el tensor de permeabilidad anisótropo asociados con las articulaciones existentes en el macizo rocoso. Por esta razón, la determinación de los tensores de permeabilidad para rocas fracturadas es un tema importante en la hidráulica macizo rocoso. A través del análisis de las características hidráulicas, el valor principal del tensor de la permeabilidad de la macizo rocosa se puede determinar mediante el uso de el método de Louis, que se desarrolla en este trabajo. El estudio muestra ejemplos prácticos que demuestran que el resultado de los métodos descritos en este trabajo está de acuerdo con los estudios hidrogeológicos de campo y mediciones. Avanzando un paso más, vemos que, la descarga de aguas subterráneas hacia túneles en rocas fracturadas constituye un factor importante tanto para la velocidad de avance como para la seguridad de la perforación. En el presente trabajo se presenta también un modelo numérico y analítico realizado para simular la descarga de agua en un túnel. El modelo numérico se ha resuelto con el programa en diferencias finitas Visual MODFLOW.

ABSTRACT:

A typical fractured rock mass is intersected by several sets of discontinuities, which provide the main flowpath for ground water. Due to the limitations of data obtained by conventional field measurements, it is often difficult to estimate the anisotropic permeability tensor associated with the joints existing in the rock mass. For that reason, determining permeability tensors for fractured rocks is an important topic in rock mass hydraulics. Through analysis of a single joint's hydraulic characteristic, the principal value of the permeability tensor for the jointed rock mass can be determined by using Louis methods, which is developed in this paper. The study reports on practical examples demonstrating that result from the methods discussed in this paper are in agreement with those from field hydrogeological surveys and measurements. Advancing one step more, we saw that, groundwater inflows in tunnels constructed in fractured rock may constitute a potential safety hazard and control the rate of advance of tunnel driving. This paper presents also numerical and analytical model made to simulate the discharge of water into a tunnel. The numerical model was resolved with the program in finite differences Visual MODFLOW.

PALABRAS CLAVE:

Túnel, permeabilidad, infiltración.

INTRODUCCIÓN

Los descensos del nivel freático producidos por la excavación de un túnel pueden producir alteraciones geotécnicas, hidrogeológicas y ambientales así como efectos en la captación de agua subterránea próxima al túnel. En muchas situaciones estos impactos no son identificados y cuantificados correctamente en la fase de estudio.

Las filtraciones de agua subterránea afecta a la velocidad de avance de la construcción del túnel y suponen un serio riesgo durante la ejecución de la obra. La experiencia de muchos autores indica que una parte considerable de las dificultades que surgen en la construcción de túneles en roca esta directa o indirectamente relacionada con la presencia de agua en el macizo rocoso (E. Alonso, Aetos, 1988). Se conoce que dentro el ámbito de la ingeniería civil el incremento de coste de la excavación es debido a la presencia de agua en el macizo rocoso (Jason, 1979).

Los acuíferos en el macizo rocoso son tradicionalmente menos estudiados que el flujo de agua de fluye por medios porosos, en parte porque es menos importante desde el punto de vista de la búsqueda de agua. En un macizo rocoso, la circulación hídrica es compleja y muy difícil de modelarse. La presencia de las discontinuidades tiene un papel fundamental en la caracterización hidrogeológica de un macizo rocoso, determinando incrementos en la permeabilidad en función a las aperturas de las discontinuidades.

PERMEABILIDAD DEL MACIZO ROCOSO

Para evaluar la permeabilidad de un macizo rocoso, en el que están presentes dos o más sistemas de discontinuidades, se considera la posición de las discontinuidades por que condicionan la dirección del flujo. Por tanto, se expresa la permeabilidad como un tensor (Louis, 1974 y Kiraly et al., 1971):

$$\bar{k} = \sum_{i=1}^m \left[\frac{(e_i^3 \cdot g \cdot f_i)}{12 \nu} \right] \bar{A}_i \quad [1]$$

Dónde:

- $\bar{k}$ Tensor de permeabilidad (m/s);
- e Abertura media de las discontinuidades (m);
- g Aceleración de la gravedad (m/s²);
- f Frecuencia media (número de discontinuidad por un largo unitario) (1/m);
- ν Viscosidad cinemática del agua a 20 °C, (10⁻⁶ m²/s);
- m Número de familias localizadas en el macizo rocoso;
- $\bar{A}_i = \bar{I} - (\bar{n} \times \bar{n}^T)$, Tensor de orientación, con $\bar{I}$ = tensor fundamental (matriz identidad) y $\bar{n}$ = vector normal al plano medio de la familia de discontinuidad considerada;

El producto vectorial, $\bar{n} \times \bar{n}^T$, permite obtener un tensor de segundo orden orientado a un sistema de referencia elegido (figura 1) mientras que el producto $k [\bar{I} - (\bar{n} \times \bar{n}^T)]$ se obtiene según la relación matriz identidad menos el vector normal al plano medio de la familia de discontinuidades.

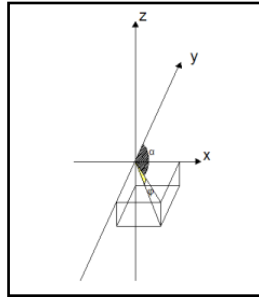


Figura 1.- Representación de un sistema de referencia ortogonal X, Y, Z elegido arbitrariamente: α =rumbo (formado por la proyección del plano sobre el plano horizontal y el Norte) en sentido horario; ψ = inclinación (formado por el plano medido a lo largo de la máxima inclinación y el plano horizontal) (fuente: La circolazione idrica negli ammassi rocciosi, Laura Scesi y Paola Gattinoni, 2007).

La que define:

$$\bar{\bar{k}} = \begin{bmatrix} k_{xx} & k_{xy} & k_{xz} \\ k_{yx} & k_{yy} & k_{yz} \\ k_{zx} & k_{zy} & k_{zz} \end{bmatrix} \quad [2]$$

A través del tensor de permeabilidad deben determinarse las tres direcciones principales (k_1 , k_2 y k_3) a través de una rotación del sistema de coordenadas (figura 2) para de esta forma estimar una permeabilidad equivalente o representativa del macizo rocoso.

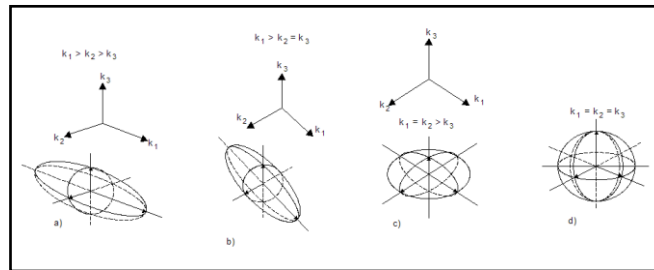


Figura 2.- Elipsoide del tensor de permeabilidad por diversos grados de anisotropía (a, b, c) y por el macizo isotrópico (d).

PERMEABILIDAD EQUIVALENTE

El parámetro para representar hidrogeológicamente las propiedades de las discontinuidades del macizo rocoso es la permeabilidad.

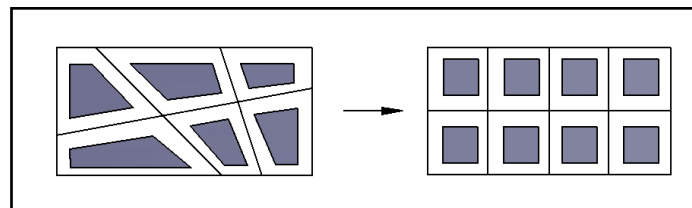


Figura 3.- Familia de discontinuidades - medio poroso equivalente.

Aplicando la relación propuesta por Louis (1974) es posible transformar las permeabilidades principales, en una permeabilidad equivalente (k_{equiv}):

$$\Rightarrow k_{equiv} = \sqrt[3]{k_1 \cdot k_2 \cdot k_3} \quad \dots (3.39) \quad [3]$$

El valor conseguido puede ser utilizado como valor representativo de la permeabilidad media del macizo rocoso considerado como un medio isótropo.

FLUJO SUBTERRÁNEO

La excavación de un túnel produce el efecto de un gran dren donde fluye el agua, dando lugar a las siguientes consecuencias:

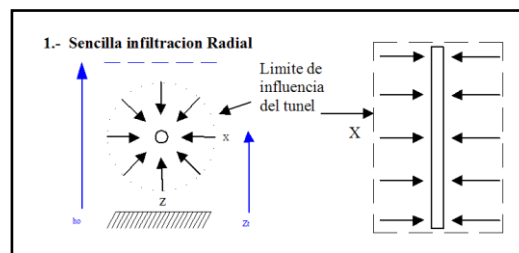
- Disminución de la resistencia del macizo rocoso;
- Aumento de las presiones intersticiales sobre el sostenimiento y el revestimiento;
- Graves problemas de avance en la excavación.

Las filtraciones de los macizos rocosos provienen principalmente de:

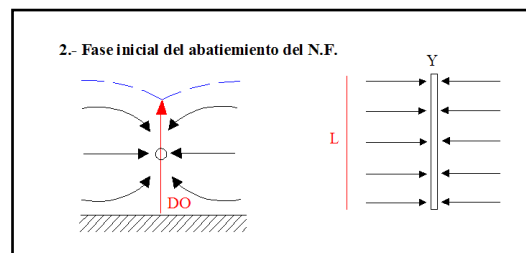
- Discontinuidades;
- Zonas alteradas y fallas;
- Contactos litológicos entre rocas de permeabilidad muy diferentes;
- Conductos cársticos (las cavidades cársticas pueden suponer un gran riesgo de filtraciones, además de ser difíciles de localizar), tobas en rocas volcánicas, etc.

En la construcción de una obra subterránea se dan 3 fases de infiltración (figura 5).

- **Primera Fase.-** Infiltración radial (en un acuífero confinado).



- **Segunda Fase.-** Por abatimiento del nivel freático.



- **Tercera Fase.-** Flujo lineal hacia el túnel.

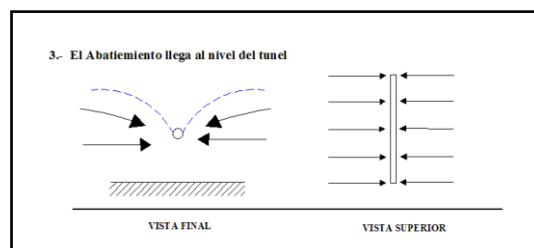


Figura 5.- Fases de un flujo subterráneo simplificado esquematizado alrededor de un túnel (fuente: Groundwater hydraulics and enviromental impacts of Tunnels in crystalline rocks, S. Loew).

En la primera fase de infiltración al túnel, se asume un flujo principalmente radial siendo el flujo en la dirección del túnel insignificante.

Según Loew (2.002), después de un cierto tiempo de drenaje, el flujo hacia el túnel puede aproximarse por un esquema de un flujo dominado por un flujo horizontal en la dirección perpendicular al eje del túnel (Segunda fase). El abatimiento del nivel freático es función del caudal de infiltración al túnel, de la recarga y del tiempo. Si el abatimiento del nivel freático alcanza la profundidad del túnel, entonces el caudal de infiltración puede ser aproximado por un flujo puramente horizontal usando la suposición de Dupuit (tercera fase). Esta infiltración puede tener serios impactos en cuerpos de agua, arroyos y manantiales.

SOLUCIÓN ANALÍTICA

La interacción entre una obra subterránea y un acuífero se muestra en diferentes etapas (Figura 6). Durante una obra ya excavada (caso 1), el nivel piezométrico y el caudal dentro de la obra se mantienen constantes; se dispone una etapa permanente después de una fase transitoria. En las obras muy recientes o durante la excavación (caso 2), el acuífero debe drenar agua por la obra decreciendo durante el tiempo – fase transitoria – y el nivel piezométrico de la napa sufre una disminución (t_0 , t_1 , t_2 y t_3).

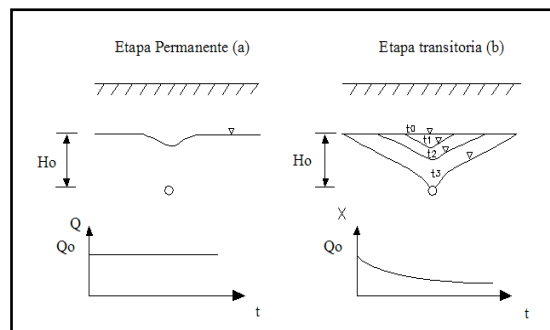


Figura 6.- Interacción entre una obra subterránea y el nivel freático. Caso permanente de una obra reciente (a) y caso transitorio de una obra reciente (b). Por Freeze y Cherry (1979) (fuente: Les circulations d'eau dans les massifs cristallins alpins et leurs relations avec les ouvrages souterrains, 1998).

Se tienen diversas soluciones analíticas que permiten el cálculo de caudales que drenan por una obra subterránea para los casos transitorio y permanente, tales como Goodman, Kolymbas, Perrochet, Jacob & Lohmann y William C.B. Gates entre otros.

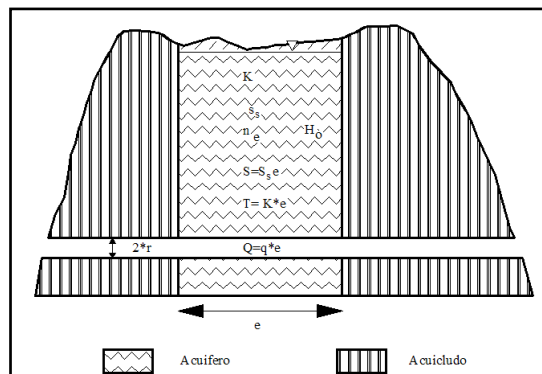


Figura 7.- Sección longitudinal. Geometría de una zona acuífera a través de una obra subterránea. Presentación de los parámetros que intervienen en las soluciones analíticas siguientes.

RÉGIMEN PERMANENTE

En un régimen permanente, la solución más usada (*Molinero, Samper Calvete, Ruben Silva, 2000*) es la propuesta por Goodman et al (1965) que corresponde a un drenaje de un nivel piezométrico que es supuesto constante. La formula es escrita como:

$$q = \frac{2\pi k(H_0)}{2.3 \log\left(\frac{2H_0}{r}\right)} \quad \dots (54) \quad [4]$$

Donde:

- q : Caudal drenado por la obra [$m^3 \cdot s^{-1}$];
- T : Transmisividad hidráulica de la zona del acuífero [$m^2 \cdot s^{-1}$]: $T=k \cdot e$;
- k : Permeabilidad equivalente de la zona del acuífero [$m \cdot s^{-1}$];
- e : Espesor de la zona del acuífero [m];
- H_0 : Altura del nivel piezométrico sobre la obra [m];
- r : Radio de la obra [m].

Esta fórmula ha sido probada por un modelo matemático (*Devils Slide Tunnel, 2005*) y tiene una desviación del orden del 10 % en relación a la solución calculada por un método numérico. Esta desviación es aceptable porque se conoce las incertidumbres que residen habitualmente sobre la permeabilidad equivalente por ejemplo. La formula de Goodman et al. ha sido propuesta y utilizada por numerosos autores (*Freeze y Cherry 1979, Domenico y Schwartz 1990, Low et al. 1996*) para un estado permanente. Esta fórmula es bien adaptada al caso de infiltración en túneles y ha sido retenida para modelar el estado permanente.

RÉGIMEN TRANSITORIO

En esta etapa, dos soluciones son a menudo las más adoptadas, la fórmula de Jacob & Lohman y la fórmula de Goodman.

Formula del pozo artesiano: Jacob y Lohmann [1952]

En la solución del pozo artesano, el decrecimiento del caudal resulta únicamente de la descompresión del macizo (efecto del coeficiente de almacenamiento). Tiene el lugar de una constante impuesta como en el caso de las soluciones habituales de los pozos.

La formula se escribe:

$$q_t = 2\pi TH_0 G(\alpha) \quad [5]$$

Esta es una ecuación de no-equilibrio, bajo una forma paramétrica (α), y que establece una relación entre el caudal $q(t)$ [$m^3 \cdot s^{-1}$], el abatimiento H_0 [m], la sección transversal del túnel r [m], el tiempo t [s] que se la toma desde el comienzo de la excavación de la obra, y las características hidráulicas del acuífero: el coeficiente de almacenamiento $S[1]$ y la transmisividad $T=k \cdot e$ [$m^2 \cdot s^{-1}$]. $G(\alpha)$ es función de J_0 y Y_0 que a su vez son las Funciones de Bessel de orden cero, de primera y segunda especie respectivamente.

Formula de Goodman [Goodman et al. 1965]

El modelo de Goodman tiene en cuenta el abatimiento de la napa freática cuando sucede la perforación de la obra. Es basada sobre las hipótesis muy restrictivas, especialmente es supuesto que el nivel de la napa tiene una forma parabólica hacia la obra [*Goodman et al. 1965*]. Esta no permite obtener los valores en los tiempos (t_1) y (t_2).

Esta se escribe como:

$$q_t = \sqrt{\frac{8 k H^3 n_e t}{3c}} \quad [6]$$

Donde:

- q : Caudal (m^3) por metro de avance en un tiempo t ; cuando se refiere a 1m de avance se supone que es una sección compuesta;
- k : Coeficiente de permeabilidad medio de la formación (m/s);
- H : Altura piezométrica media de la obra (m);
- t : Intervalo de tiempo considerando en que se produce el avance;
- c : Factor de excavación, en la zona saturada.

Jacob y Lohman o Goodman??

Las soluciones propuestas en el anterior inciso han sido comparadas sobre varios casos reales en los túneles carreteros de Gt-St Bernard y ferroviario del Simplón (Nicout, 1998).

En *Gt-St Bernard*, el túnel en el tramo PM 3360-I cercanas a un río en la zona tectónica en la zona menos permeable muestran un decrecimiento más cercano a la fórmula de Jacob y Lohman que a la solución de Goodman (figura 8).

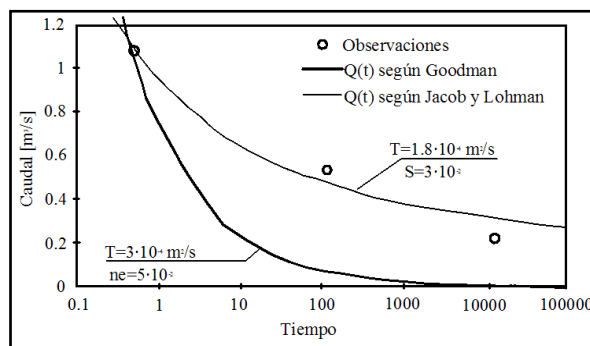


Figura 8.- Evolución de los caudales con la llegada de agua en la zona tectónica del túnel de Gt-St Bernard. Ajuste tentativo para las formulas de Jacob & Lohman y Goodman et al. (Nicout, 1998).

La formula de Goodman no toma en consideración el efecto de la descompresión del macizo que juega un rol muy importante difiriendo la descompresión y vaciado del macizo.

Por lo tanto, durante la excavación de túneles en macizos rocosos, se usara la formula de Jacob y Lohman para estimar el caudal de infiltración.

SISTEMAS DE DRENAJE DE UN TUNEL

Una vez terminada la excavación y el sostenimiento del túnel, y quedando éste ya estabilizado, es necesario completar la construcción del túnel instalando la impermeabilización, el drenaje y el revestimiento.

Las medidas de impermeabilización son de varios tipos, desde las más simples hasta las más potentes, pero en general responden a tres grupos o sistemas de trabajo: drenes puntuales, bandas drenantes y la impermeabilización completa.

A. DRENAJES PUNTUALES

También llamado sistema "Oberhasli". Se emplea para captar un goteo puntual en un túnel sin revestimiento de hormigón encofrado. El sistema se observa en la figura 9, en el punto donde existe un

goteo se perfora un taladro de captación de una longitud aproximada de un metro y de diámetro mínimo unos 30 mm.

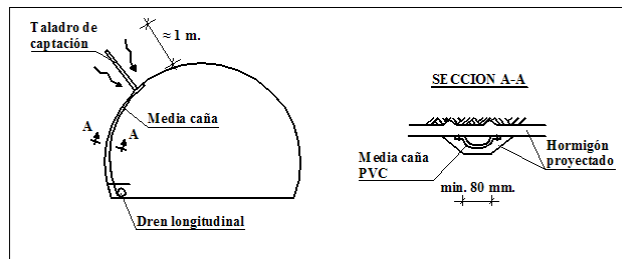


Figura 9.- Esquema del sistema Oberhasli (fuente: Criterio para proyecto de túneles de carretera, GEOCONSULT, 1995)

B. BANDAS DRENANTES

Cuando los goteos son generalizados en una zona más amplia y no puntuales, no es viable el sistema Oberhasli y se recurre a las bandas drenantes.

En ocasiones las bandas drenantes se usan de forma preventiva instaladas detrás de todas las juntas constructivas del revestimiento de hormigón encofrado, para evitar que el agua aflore por dichas zonas.

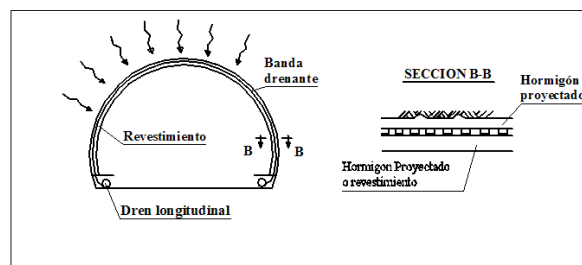


Figura 10.- Esquema de las bandas drenantes (fuente: Criterio para proyecto de túneles de carretera, GEOCONSULT, 1995)

C. IMPERMEABILIZACIÓN COMPLETA

Este es el sistema más costoso, pero también el que mejor impide la entrada de agua al túnel. Es obligado en las zonas con abundante presencia de agua, aunque en ocasiones se usa de forma preventiva a lo largo de todo el túnel. Requiere un revestimiento de hormigón encofrado para funcionar adecuadamente.

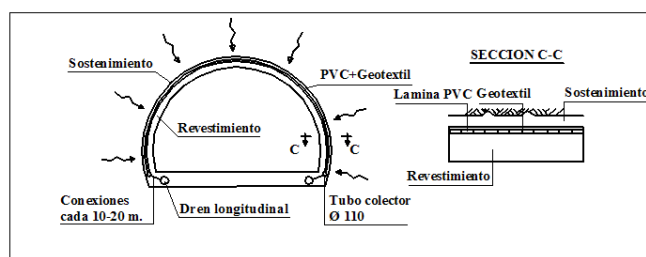
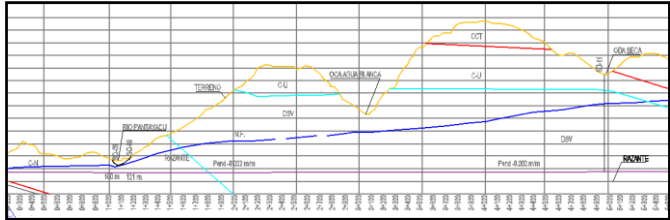


Figura 11.- Esquema de impermeabilización completa (fuente: Criterio para proyecto de túneles de carretera, GEOCONSULT, 1995)

APLICACIÓN A CASOS REALES

TUNEL DE DRENAJE PUNTAYACU

El túnel de drenaje para una mina de zinc se ubicada en la selva central de Perú. El “Túnel de Puntayacu”, es el más favorable desde el punto de vista técnico y económico entre las opciones que estudiaron los constructores ya que además de proveer drenaje a la mina permitirá la exploración de recursos en la zona norte de la mina San Vicente.



El túnel está proyectado en las calizas del grupo Pucara, cuyas características hidrogeológicas han sido evaluadas en la mina San Vicente y en donde se concluyo que la dolomía San Vicente y caliza Neptuno son acuíferas. La permeabilidad fue estimada entre 10^{-7} y 10^{-4} m/s para la dolomía San Vicente y de 10^{-5} a 10^{-2} m/s para la caliza Neptuno.

Al aplicar la teoría del tensor de permeabilidad para las características del macizo rocoso se estimo una permeabilidad de 10^{-5} m/s, por lo que se da cierta validez a la teoría del tensor

TUNEL CARRETERO DE MONTE BLANCO

Durante y después de la construcción del túnel, los caudales fueron medidos (figura 12), a continuación se hace un resumen de los caudales observados (Q obs) y los caudales simulados por el paquete FeFlow 3D (tabla 1):

Tabla 1.- Caudales medidos y simulados en el túnel de Monte Blanco, con un porcentaje de error existente en el cálculo aproximadamente del 25%.

Zona	Q obs [l/s] permanente	Q sim [l/s] permanente
Túnel (longitud Total)	450	514
Zona Tectónica	220	300
Túnel (sin la zona tectónica)	230	214

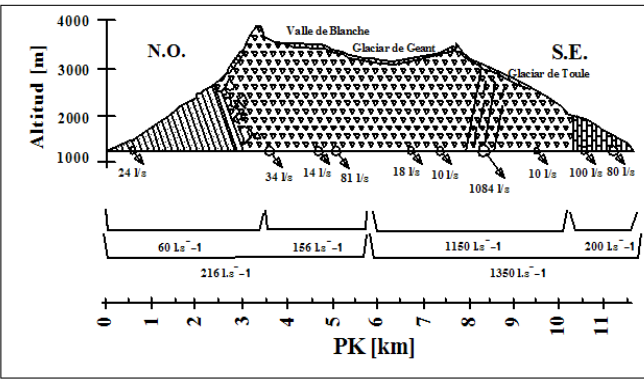


Figura 12.- Caudales registrados hacia el túnel de Monte Blanco. Una gran infiltración de agua es observada sobre la zona de falla.

COMPARACION DE CAUDALES MEDIDOS Y HALLADOS

En la tabla 2 se muestra los caudales obtenidos mediante las formulaciones analíticas y los caudales medidos *in situ*:

Tabla 2.- Caudales estimados por la relación de Goodman.

Zona	Q obs [l/s] permanente	Q sim [l/s] permanente
Túnel (longitud Total)	450	242
Zona Tectónica	220	150
Túnel (sin la zona tectónica)	230	92

En la etapa permanente se observa una mejor compatibilidad entre los resultados obtenidos y los caudales reales.

TUNEL CARRETERO OSEBE-PADRON

La base de datos disponible en este ejemplo brinda una excelente oportunidad para la validación de modelos numéricos de flujo de agua subterránea (en el presente estudio, el modelo VISUAL MODFLOW 3.1.0), la simulación del túnel se ha resuelto originalmente con el código CORE-2^D (Samper et al., 2003), un código en diferencias finitas desarrollado en la Escuela de Caminos de la Coruña y ampliamente contrastado en numerosas ocasiones entre las que cabe citar la modelización de la construcción del túnel de acceso al laboratorio subterráneo de Aspo (Molinero, 2000; Molinero y Samper, 2002, 2004).

Los Códigos CORE 2D y VISUAL MODFLOW resuelven problemas de flujo subterráneo de agua y transporte de solutos.

CORE-2D

El perfil modelado se extiende desde el arroyo del Manzanillo al suroeste hasta la vaguada existente a la altura de la autopista del Atlántico, al noreste. En los extremos del perfil que tiene una longitud total de 1700 m se supone que el nivel piezométrico es constante. El dominio del plano de falla se ha discretizado mediante elementos finitos triangulares (Figura 13).

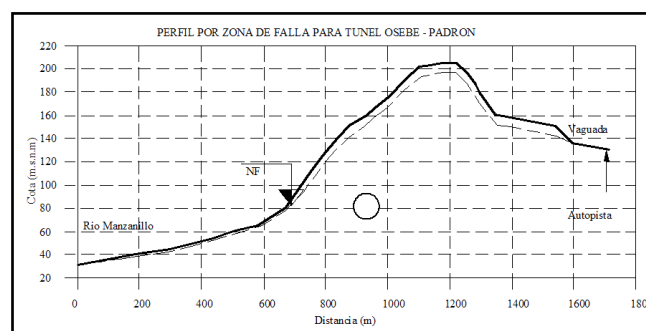
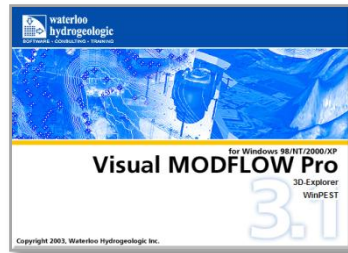


Figura 13.- Perfil topográfico a lo largo del plano de falla supuesto en el que se ha dibujado la situación aproximada del nivel freático y el túnel (fuente: Evaluación del impacto de los túneles en el territorio y el medio ambiente en Galicia, Jorge Molinero).

VISUAL MODFLOW 3.1.0

Se utilizó el programa MODFLOW 2000 (Harbaugh y otros, 2000) como el código de simulación numérica para el estudio. La experiencia de muchos autores (Jorge Molinero, Manuel Melis, Javier Samper, Liange Zheng, Mercedes Bonilla, Changbing Yang) en modelación de lugares complejos sugiere que los modelos MODFLOW diseñados apropiadamente son adecuados para simular el flujo de agua subterránea en escenarios complejos.



El programa Visual MODFLOW 3.1.0.86, desarrollado por la firma Waterloo Hydrogeologic Inc., se escogió como la interface gráfica del usuario para este estudio porque permite ingresar fácilmente la información, y arroja resultados rápidamente.

COMPARACION DE RESULTADOS

Se han presentado los trabajos realizados y los modelos de flujo utilizados para evaluar los efectos de la construcción del túnel del tramo Osebe-Padrón de Santiago-Vigo para Galicia. El modelo para el estudio del flujo en una zona de falla cuasi vertical. Los resultados del modelo indican que en régimen estacionario el caudal de filtración al túnel sin revestimiento es de $18 \text{ m}^3/\text{d}$ según el programa CORE-2D, y de $17.44 \text{ m}^3/\text{d}$ para 40 metros de ancho según el paquete VISUAL MODFLOW 3.1.0.

APLICACIÓN A TUNELES EN BOLIVIA

TUNEL CRISTAL MAYU Y CRISTAL MAYITO (EL SILLAR)

El presente capítulo presenta la modelación hidrogeológica del tramo del proyecto para la nueva Carretera Cochabamba – Santa Cruz, con casi un kilómetro de trazado en el primer túnel (Cristal mayito), y más de un kilómetro en el segundo túnel (Jordán Mayu) (figura 15) separados por tres kilómetros de distancia.

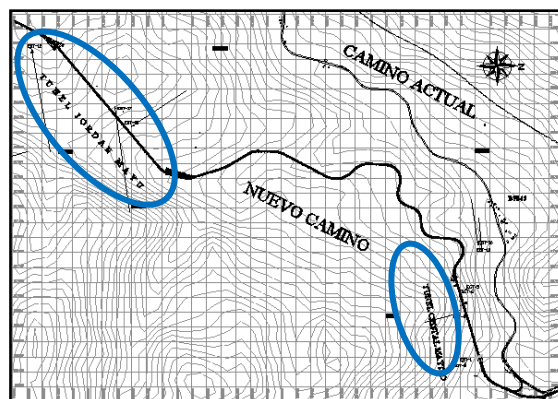


Figura 15.- Situación topográfica de la zona de estudio.

Los siguientes caudales fueron estimados en función del tiempo:

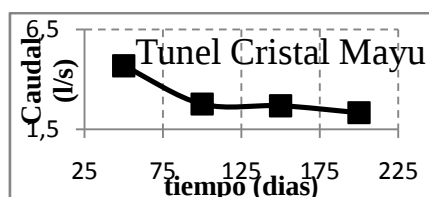


Figura 16.- Variación del caudal con el tiempo de construcción según el método analítico.

MODELO MODFLOW

El modelo del flujo subterráneo para los macizos que se atravesaran fue originado empleando el paquete computacional MODFLOW y los distintos utilitarios que integra el paquete. Los distintos utilitarios o herramientas del paquete permiten generar el relieve tridimensional de los acuíferos (malla del modelo), así como atribuir las condiciones del relieve topográfico, propiedades hidráulicas de las capas así como condiciones de borde hidrológicas (recarga).

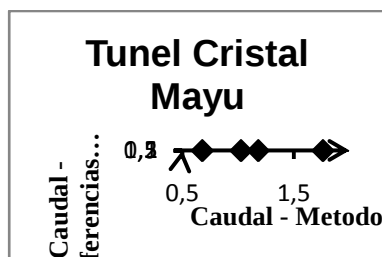


Figura 17.- Caudales de infiltración en el túnel, correlación entre resultados $r=0.78$.

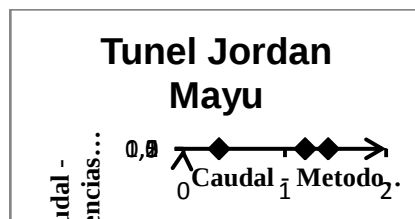


Figura 18.- Caudales de infiltración en el túnel correlación entre resultados $r=0.84$.

Durante la etapa permanente se observa la compatibilidad entre los resultados obtenidos y los caudales medidos.

TUNEL DE EL ABRA (COCHABAMBA)

La figura 19 describe las características hidrogeológicas de cada formación que es atravesada por el túnel:

Grupo III: Acuíferos locales (en rocas porosas o fracturadas) o regiones sin aguas subterráneas en cantidades apreciables

Formación San Benito: Esta formación está formada por cuarcitas, areniscas y limolitas con una permeabilidad secundaria debida a la fracturación por procesos tectónicos.

Formación Ansaldo: Ocupa gran parte del mapa hidrogeológico. Se compone de limolitas y niveles de areniscas y no presenta favorables a la extracción de aguas subterráneas.

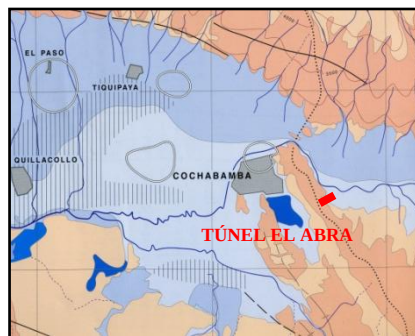


Figura 19.- Carta Hidrogeológica del Valle Central de Cochabamba.

El nivel freático puede ‘mapearse’ observando el nivel de equilibrio del agua en los pozos, manantiales y/o arroyos que se tenga en el sitio de estudio, el cual es esencialmente igual a la cima de la zona saturada. El agua freática normalmente no está a nivel, pero tiende a seguir los contornos generales de la topografía de la superficie (Stanley E. Manahan). Por último, El nivel freático está a nivel superficial en la vecindad de los pantanos y frecuentemente sobre la superficie donde se encuentran lagos arroyos (figuras 20 y 21).



Figura 20.- Pequeño depósito de agua formado por una vertiente en el acceso (Progresiva 0+862).

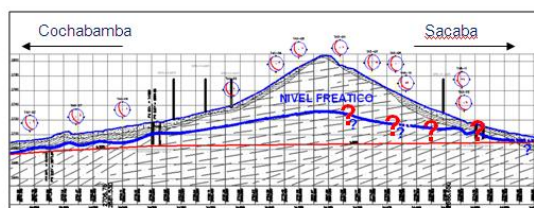


Figura 21.- Nivel freático virtual del macizo rocoso de El Abra, se tiene evidencias de fuentes de agua en lado Cochabamba.

Las características hidrológicas, el relieve y la conformación geológica del escudo subandino que atraviesa la Ampliación de la Av. Guayacán son particularmente similares tal cual recoge la evidencia que proporciona la imagen satelital de la región (ver figura 22). La similitud de dichas características es posible que repercutan a que el comportamiento del régimen hidráulico de los ríos en la zona obedecen a un comportamiento semejante.

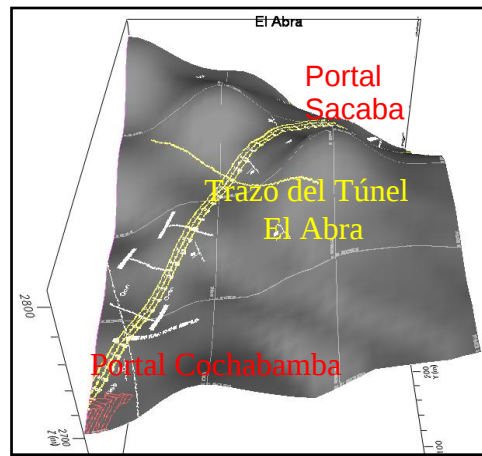


Figura 22.- Modelo del acuífero del túnel El Abra en 3D, VMod.

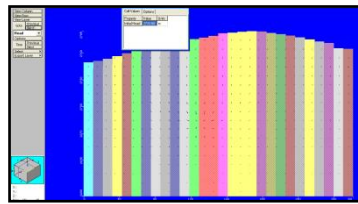


Figura 23.- Niveles freáticos asignados a las celdas del modelo Visual Modflow.

SUPERFICIE DE RECARGA

El área de recarga de los acuíferos está delimitado como se muestra en la figura 24. La topografía de la zona delimita la zona de recarga del macizo rocoso del cerro de El Abra.

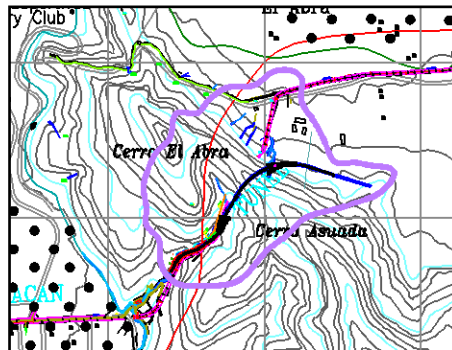


Figura 24.- Zona de recarga, con un área propia de 1.4 km², túnel El Abra.



Figura 25.- Túnel El Abra, la parte superior las celdas secas debido a la posición del nivel freático, en la parte central inferior tenemos a la dirección de las velocidades hacia el túnel.



Figura 26.- Velocidad de flujo subterráneo hacia el túnel con una recarga promedio anual de 700 mm/año.

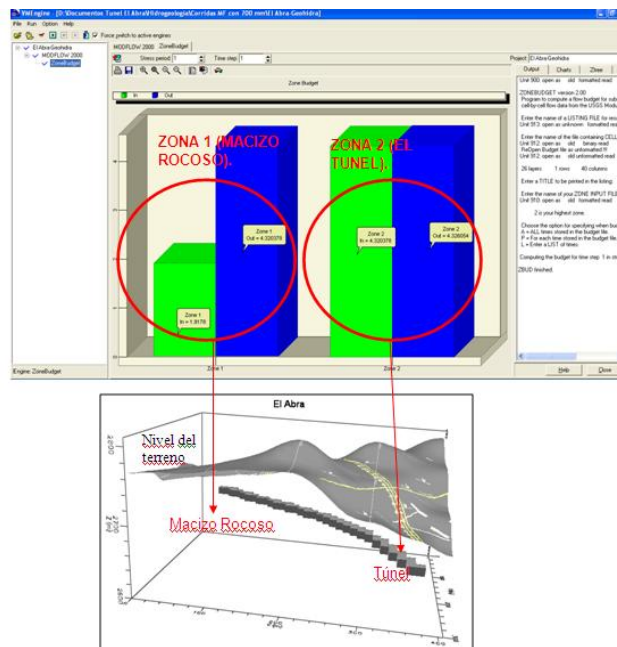


Figura 27.- Caudal de infiltración hacia el túnel.

La primera zona muestra al macizo rocoso en su conjunto, la opción Drain en la ventanilla indica el caudal de infiltración hacia el túnel en $\text{m}^3/\text{día}$, mientras que la zona 2 (la cual es simplemente la asignación de la zona del túnel) nos da el caudal de infiltración, como se observa es un caudal similar a la que esta mostrada en la zona 1.

El caudal del sector Sacaba es del $4.27 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$ según el método analítico, mientras que para el método matemático es de $4.34 \text{ m}^3/\text{día}$ o $5.02 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$.

CONCLUSIONES

1. El método del tensor de permeabilidad supone que las discontinuidades están bien interconectadas entre sí, lo cual valida al método para los diferentes grupos de macizos rocosos.
2. El método del tensor de permeabilidad no toma en cuenta la posible existencia de relleno en algunas discontinuidades, por lo que la permeabilidad es sobre estimado para los macizos IV y V.
3. El modelo numérico Visual Modflow, es válido para su aplicación en un macizo rocoso considerado como un medio poroso equivalente.

4. La comparación de los caudales hallados analítica y numéricamente en el túnel cristal mayito muestran una correlación de $r = 0.81$, por lo tanto, el modelo es aceptable.
5. Se introdujo una metodología para la estimación preliminar de permeabilidades y caudales de infiltración.

RECOMENDACIONES

1. Se considera continuar con un estudio de la hidrogeología en macizos rocosos ya que no existen datos para proyectar a diseño final, solo se tienen groseras aproximaciones.
2. Se considera que se lleven a cabo investigaciones de campo, para obtener un mejor entendimiento de la incidencia y el movimiento del agua subterránea en el macizo rocoso.
3. Se considera llevar a cabo investigaciones de las posibles existencias de zonas de contacto geológico y/o zonas de falla, debido a que por estas zonas ocurre una mayor infiltración hacia el túnel.
4. Se considera que durante la excavación del túnel se implemente sistemas de evacuación, piezómetros y se monitoree constantemente para observar los efectos que la excavación del túnel pueda tener en la descarga.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BANKS David; ODLING Noelle; SKARPHAGEN Helge AND ROHR-TORP Erik (1996). Permeability and stress in crystalline rocks.

CESANO, B. OLOFSSON and BAGTZOGLOU (2000)Parameters regulating groundwater inflows into hard rock tunnels—a statistical study of the bolmen tunnel in southern Sweden.

DERSHOWITZ William S., LA POINTE Paul R., and DOE Thomas W., GOLDER ASSOCIATES Inc. (2002) Advances in discrete fracture network modeling.

MÄLKKI Esko (1993) Groundwater flow conditions in the coastal bedrock area of the gulf of finland.

LANGSETH David; SMYTH Andrew and MAY James (2006) A method for evaluating horizontal well pumping tests.

CARACTERIZAÇÃO DE SECAS POR APLICAÇÃO DO ÍNDICE DE PRECIPITAÇÃO PADRONIZADA, SPI, A SÉRIES DE PRECIPITAÇÃO E DE ESCOAMENTO: CASOS DE ESTUDO EM PORTUGAL CONTINENTAL

Maria Manuela Portela

João Filipe Santos

IST, DECivil, SHRHA, Lisboa, Portugal, mps@civil.ist.utl.pt

ESTIG, Beja, Portugal, joaof.santos@estig.ipbeja.pt

RESUME:

No presente artigo comparam-se os resultados da caracterização de secas em três bacias hidrográficas de Portugal Continental (casos de estudo) tendo por base séries longas de precipitação e de escoamento. Para o efeito, foi aplicado o índice de precipitação padronizada, SPI (*standardized precipitation index*), por ventura, um dos índices mais utilizados no âmbito em causa.

O artigo compreende a apresentação do formalismo matemático inerente ao cálculo do índice de precipitação padronizado para o caso de aplicação da função de distribuição de Pearson III com parâmetros estimados pelos momentos-L.

O estudo evidenciou existir uma boa correlação entre valores do SPI obtidos com base em precipitações e em escoamentos, correlação que se concluiu ser tanto melhor quanto maior a escala temporal utilizada no cálculo do índice. Resulta, assim, possível, detectar situações de escassez dos recursos hídricos de superfície por análise de amostras de precipitação com as vantagens daí decorrentes, dado que tais amostras são em número muito superior ao das amostras de escoamento e têm normalmente maior dimensão.

ABSTRACT:

A comparison of the results of the drought characterization in three Portuguese watersheds (case studies) based on long rainfall and runoff time series is carried out. For that purpose the standardized precipitation index – which is one of the most widely known drought indexes – was applied.

The paper includes a comprehensive description of the mathematical approach of the SPI based on the Pearson III probability distribution function with moments given by the L-moments method.

The results achieved show that there is a good correlation between the SPI values based on rainfall and on runoff time series. The correlation becomes even better as the temporal scale increases. By this way it is possible to support the drought and water scarcity monitoring based exclusively on rainfall series with all the advantages thus resulting as such series are much more common and longer than the runoff series.

PALAVRAS-CHAVE:

seca, índice de precipitação padronizada (SPI), momentos-L.

INTRODUÇÃO

Por seca entende-se um período suficientemente longo com ausência ou deficiência marcada de precipitação (“*a sustained, extended deficiency in precipitation*”, WMO, 1986) e que causa um desequilíbrio hidrológico acentuado. Consoante as consequências da carência hídrica, distinguem-se entre secas **meteorológicas, agrícolas e hidrológicas**.

Para uma dada região, considera-se estar perante uma seca meteorológica (também designada por climatológica) quando a precipitação se mantém inferior à correspondente média de forma continuada ao longo do tempo. A seca agrícola ocorre quando se regista um défice de humidade no solo que não permite satisfazer as necessidades de crescimento de uma dada cultura em qualquer das suas fases de crescimento, enquanto que a seca hidrológica está associada a valores anormalmente baixos dos caudais fluviais e dos volumes armazenados em albufeiras e nos aquíferos. Considera-se, ainda, ocorrer uma seca sócio-económica quando a escassez de água é de tal ordem acentuada que tem consequências negativas nas pessoas e nas actividades económicas, ou seja, na sociedade em geral.

As variáveis instrumentais utilizadas para detectar e caracterizar as ocorrências de seca variam consoante o tipo de seca, sendo habitual adoptar-se a precipitação, no caso de seca meteorológica, a que acrescem a temperatura, as condições de humidade no solo e imagens de satélite correspondentes ao estado da vegetação, no caso de seca agrícola. Os escoamentos nas linhas de água, os volumes armazenados em albufeiras e os níveis piezométricos de sistemas aquíferos constituem as variáveis instrumentais da seca hidrológica.

Para caracterizar, detectar, monitorizar e prever secas ou ainda para comparar secas recorre-se a indicadores que descrevem a magnitude (valor característico), a duração (permanência no tempo), a intensidade (gravidade da ausência ou insuficiência de água) e a extensão espacial (área em seca) dos eventos. Os indicadores de seca fazem intervir as variáveis instrumentais, podendo ser integrados em **índices de seca**, associados a escalas quantitativas e que são particularmente adequados à comparação, numa mesma base, de eventos de seca.

O trabalho a que se refere o presente artigo teve por objectivo averiguar a possibilidade de generalizar a aplicação do índice de precipitação padronizada, SPI (*standartized precipitation index*), a amostras de escoamento permitindo, desse modo, detectar as anomalias do regime fluvial que se esperam ocorrer em situação de seca hidrológica. Importa mencionar que, não obstante a ampla aplicação do mencionado índice a valores da precipitação, são ainda escassas as suas utilizações em associação com outras variáveis hidrológicas (López-Moreno *et al.*, 2009), o que se julga merecer investigação adicional uma vez que, no essencial, o SPI é um índice padronizado de detecção de valores anómalos em relação a valores médios.

Após apresentação do formalismo matemático inerente ao cálculo do SPI, comparam-se os valores obtidos para esse índice por aplicação da função de distribuição de Pearson III com parâmetros estimados pelo método dos momentos-L a amostras longas de precipitação e de escoamento em três bacias hidrográficas de Portugal Continental (casos de estudo). Menciona-se, desde já, que o estudo evidenciou existir uma boa correlação entre valores do SPI aplicados a amostras de precipitação e de escoamento, sendo a correlação tanto melhor quanto maior a escala temporal a que se refere o índice. Admite-se, assim, que a detecção de situações de escassez de água a nível dos recursos hídricos de superfície possa ser efectuada a partir apenas de amostras de precipitação, não só em número muito superior à das séries de escoamento, mas geralmente com maiores dimensões.

ÍNDICE DE PRECIPITAÇÃO PADRONIZADA, SPI

O índice de precipitação padronizada, SPI (*standartized precipitation index*), desenvolvido por McKee *et al.* (1993), no *Colorado Climate Center* do *Colorado State University*, CSU, é um dos índices mais utilizados para caracterizar secas. Tal índice associa à precipitação a diferentes escalas temporais valores numéricos susceptíveis de serem comparados entre regiões com climas bastante distintos. As escalas de tempo mais frequentes são de 1, 3, 6, 12 e 24 meses sendo entendimento geral que as menores escalas, até 6 meses, permitem aceder à seca meteorológica e agrícola (défice de precipitação e de humidade no solo, respectivamente), entre os 9 e os 12 meses, à seca hidrológica com escassez de água reflectida nos escoamentos e nos reservatórios artificiais (albufeiras), e a escala de tempo dos 24 meses permite perceber o impacto das secas nos aquíferos que, devido à sua resiliência, possuem uma capacidade de resposta mais lenta.

No essencial, o SPI fornece uma medida padronizada do *deficit* de precipitação sendo calculado a partir de amostras longas de precipitações mensais ou de precipitações acumuladas em grupos de meses, tipicamente, precipitações acumuladas em 3, 6, 12 e 24 meses consecutivos.

O cálculo do SPI baseado numa amostra de precipitações a uma dada escala temporal requer o ajustamento a tal amostra de uma função de distribuição de probabilidades. O valor de SPI atribuído a cada precipitação não é mais do que o valor da normal reduzida para a probabilidade de não-excedência correspondente a essa precipitação. A função de distribuição postulada, mais frequentemente adoptada no anterior cálculo é a lei de Pearson III considerada por alguns autores como a que melhor se ajusta às séries de precipitações, quer mensais, quer acumuladas em diferentes grupos de meses (Vicente-Serrano, 2006) devido à grande flexibilidade que lhe é conferida pelos seus três parâmetros – Figura 1.

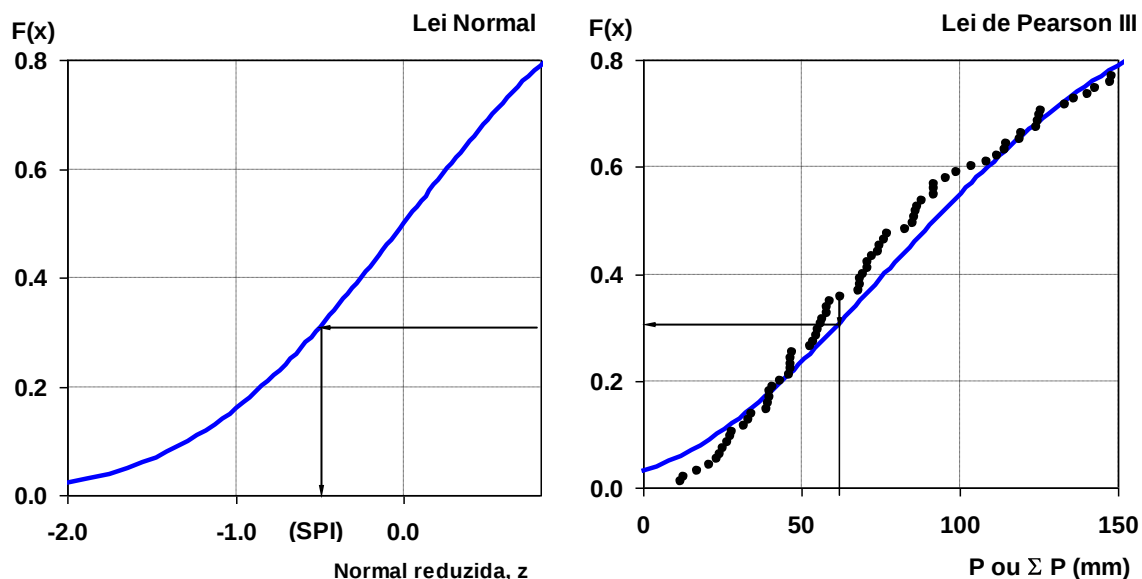


Figura 1.– Representação esquemática do procedimento de cálculo do SPI.

Os valores do índice SPI representam, portanto, precipitações padronizadas. Um valor do índice igual a zero é indicativo de que não houve desvios nos valores da precipitação relativamente à precipitação média no período analisado. Valores positivos do índice SPI indicam que a precipitação é superior à média e valores negativos indicam que a precipitação é inferior àquela média, como acontece em situações de seca.

No **Quadro 1** indicam-se os valores propostos por McKee *et al.*(1993) e por Agnew (2000), para os intervalos de SPI correspondentes a secas com diferentes intensidades, bem como os respectivos intervalos de probabilidade de não-excedência, expressa em percentagem.

Quadro 1. – Correspondência entre valores de SPI e intensidades das secas.

De acordo com McKee <i>et al.</i> (1993)			De acordo com Agnew (2000)		
SPI	Categoria/severidade da seca	Probabilidade de não-excedência	SPI	Categoria/severidade da seca	Probabilidade de não-excedência
0.00 a -0.99	Ligeira	16.1 a 50.0%	<0.84 e >-0.84	Normal	60.0%
-1.00 a -1.44	Moderada	6.8 a 15.9%	<-0.84	Moderada	<20.0%
-1.50 a -1.99	Severa	2.3 a 6.7%	<-1.28	Severa	<10.0%
-2.00 ou menor	Extrema	< 2.3%	< -1.65	Extrema	<4.9%

Nas aplicações consideradas recorreu-se à lei de Pearson III com parâmetros estimados pelo método dos momentos-L, conforme sugerido pela generalidade dos autores da especialidade.

As funções densidade de probabilidade, $f(x)$, e de distribuição de probabilidade, $F(x)$, da lei de Pearson III são dadas pelas seguintes equações:

$$f(x) = \frac{1}{\alpha \Gamma(\beta)} \left(\frac{x-\gamma}{\alpha} \right)^{\beta-1} e^{-\left(\frac{x-\gamma}{\alpha} \right)} \quad [1]$$

$$F(X) = \frac{1}{\alpha \Gamma(\beta)} \int_{\gamma}^{\infty} \left(\frac{x-\gamma}{\alpha} \right)^{\beta-1} e^{-\left(\frac{x-\gamma}{\alpha} \right)} dx \quad [2]$$

nas quais x representa a variável objecto de aplicação daquela lei, Γ a função gama e α , β e γ são os parâmetros de forma, de escala e de localização, respectivamente. Segundo alguns autores, citados em Vicente-Serrano (2006), o método dos momentos-L é mais adequado à estimação dos anteriores parâmetros.

Os momentos-L de ordem i , λ_i , são combinações lineares dos momentos ponderados por probabilidades (α_s , β_r), sendo definidos pelas seguintes equações, aplicáveis para ordens inferiores a três:

$$\begin{cases} \lambda_1 = \alpha_0 = \beta_0 \\ \lambda_2 = \alpha_0 - 2 \alpha_1 = 2 \beta_1 - \beta_0 \\ \lambda_3 = \alpha_0 - 6 \alpha_1 + 6 \alpha_2 = 6 \beta_2 - 6 \beta_1 + \beta_0 \end{cases} \quad [3]$$

Por sua vez, para uma amostra de dimensão N cujos elementos foram previamente ordenados por valores crescentes, os momentos ponderados por probabilidade de ordem s , α_s , podem ser estimados por:

$$\alpha_s = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \left(\frac{1}{F_i} \right)^s x_i \quad [4]$$

em que x_i se refere ao elemento da amostra ordenada de ordem i ($1 \leq i \leq N$ e $x_1 \leq x_2 \leq x_3 \leq \dots \leq x_{i-1} \leq x_i \leq x_{i+1} \leq \dots \leq x_{N-1} \leq x_N$) e F_i , à correspondente a probabilidade empírica de não-excedência que, nas aplicações efectuadas, foi calculada de acordo com Hosking (1990):

$$F_i = \frac{i - 0.35}{N} \quad [5]$$

Uma vez obtidos os momentos-L e sabendo que o coeficiente de assimetria, τ_3 , é dado pelo quociente entre λ_3 e λ_2 ($\tau_3 = \lambda_3 / \lambda_2$), a estimação do parâmetro de escala da distribuição, β , processa-se de acordo com as equações:

$$\text{se } \tau_3 \geq 1/3: \quad \tau_m = 1 - \tau_3 \quad [6]$$

$$\beta = \frac{(0.36067\tau_m - 0.5967\tau_m^2 + 0.25361\tau_m^3)}{(1 - 2.78861\tau_m + 2.56096\tau_m^2 - 0.77045\tau_m^3)} \quad [7]$$

$$\text{se } \tau_3 < 1/3: \quad \tau_m = 3\tau_3^2 \quad [8]$$

$$\beta = \frac{(1 + 0.2906\tau_m)}{(\tau_m + 0.1882\tau_m^2 + 0.0442\tau_m^3)} \quad [9]$$

A partir do valor de β , os parâmetros de forma, α , e de localização, γ , são estimados por:

$$\alpha = \sqrt{\pi}\lambda_2 \frac{\Gamma(\beta)}{\Gamma(\beta + 1/2)} \quad [10]$$

$$\gamma = \lambda_1 - \alpha\beta \quad [11]$$

sendo que o cálculo do parâmetro de forma, α , faz intervir a função gama, Γ . Para valores do argumento z menores ou iguais a 140, a resolução numérica de tal função utilizou a aproximação de Lanczos (Naghetini e Pinto, 2007):

$$\Gamma(z) = \left[\frac{\sqrt{2\pi}}{z} \left(p_0 + \sum_{i=1}^6 \frac{p_i}{z+i} \right) \right] (z + 5.5)^{z+0.5} \cdot e^{z+5.5} \quad [12]$$

$$\begin{cases} p_0 = 1.000000000190015 \\ p_1 = 76.18009172947146 \\ p_2 = -86.50532032941677 \\ p_3 = 24.01409824083091 \end{cases} \quad \begin{cases} p_4 = -1.231739572450155 \\ p_5 = 1.208650973866179 \times 10^{-3} \\ p_6 = -5.395239384953 \times 10^{-6} \end{cases} \quad [13]$$

Para valores superiores do argumento z , o quociente de funções gama que figura no cálculo do parâmetro forma, α , foi aproximado numericamente por:

$$\frac{\Gamma(\beta)}{\Gamma(\beta + 1/2)} = \sqrt{\frac{1}{\beta}} + \frac{1}{8} \left(\frac{1}{\beta} \right)^{3/2} + \frac{1}{128} \left(\frac{1}{\beta} \right)^{5/2} - \frac{5}{1024} \left(\frac{1}{\beta} \right)^{7/2} \quad [14]$$

Calculados os parâmetros da distribuição de Pearson III, a etapa seguinte respeita à inversão da respectiva função distribuição de probabilidade para o que se recorreu-se à seguinte aproximação baseada na variável transformada, y :

$$y = \left(\frac{x - \gamma}{\alpha} \right) \quad [15]$$

Kendall e Stuart (1963), in Vicente-Serrano (2006), propõem a transformação que se segue da variável y que aproxima a distribuição normal padrão, sempre que o número de registos for igual ou superior a 30:

$$u = \left[\left(\frac{\chi^2}{v} \right)^{1/3} + \frac{2}{9v} - 1 \right] \left(\frac{9v}{2} \right)^{1/2} \quad [16]$$

$$\begin{cases} v = 2\beta \\ \chi^2 = 2y \end{cases} \quad [17]$$

A partir da variável u , a correspondente probabilidade de não-excedência, $F(u)$, obtêm-se através de (Abramowitz; Stegun, 1965):

$$F(u) = 1 - f(u) (b_1 t + b_2 t^2 + b_3 t^3 + b_4 t^4 + b_5 t^5) \quad [18]$$

sendo a variável auxiliar t definida por:

$$t = \frac{1}{1 + pu} \quad [19]$$

em que u deve ser positivo. Se tal não acontecer, prossegue-se o cálculo com o seu simétrico, conducente a uma probabilidade de não-excedência complementar da pretendida. As constantes t , b_1 , b_2 , b_3 , b_4 e b_5 da eq. [18] têm os seguintes valores:

$$\begin{cases} p = 0.2316419 \\ b_1 = 0.319381530 \\ b_2 = -0.356563782 \end{cases} \quad \begin{cases} b_3 = 1.781477937 \\ b_4 = -1.821255978 \\ b_5 = 1.330274429 \end{cases} \quad [20]$$

sendo a função densidade de probabilidade, $f(u)$ definida por:

$$f(u) = (a_0 + a_2 u^2 + a_4 u^4 + a_6 u^6 + a_8 u^8 + a_{10} u^{10})^{-1} \quad [21]$$

$$\begin{cases} a_0 = 2.5052367 \\ a_2 = 1.2831204 \\ a_4 = 0.2264718 \end{cases} \quad \begin{cases} a_6 = 0.1306469 \\ a_8 = -0.0202490 \\ a_{10} = 0.0039132 \end{cases} \quad [22]$$

Apesar de a função de Pearson III não estar definida para $x=0$, as amostras de precipitação mensal em postos inseridos nas latitudes de Portugal podem apresentar zeros. Para atender a tal facto é necessário proceder à correcção da probabilidade de não-excedência $F(u)$ antes avaliada com base numa amostra a que foram retirados os zeros, de acordo com:

$$H(u) = q + (1 - q) F(u) \quad [23]$$

onde q representa a probabilidade de a precipitação ser igual a zero, podendo ser avaliada por $q = m/N$ em que m é o número de intervalos de tempo com precipitação nula e N , a dimensão da amostra de precipitação.

A probabilidade $H(u)$ assim estimada é então transformada numa variável normal padrão com média nula e desvio-padrão unitário, o que corresponde a uma transformação de equiprobabilidade. O valor obtido é o SPI. Para a referida transformação recorreu-se à seguinte aproximação (Abramowitz; Stegun, 1965):

$$SPI = w - \frac{c_0 + c_1 w + c_2 w^2}{1 + d_1 w + d_2 w^2 + d_3 w^3} \quad [24]$$

$$\begin{cases} c_0 = 2.515517 \\ c_1 = 0.802853 \\ c_2 = 0.010328 \end{cases} \quad \begin{cases} d_1 = 1.432788 \\ d_2 = 0.189269 \\ d_3 = 0.001308 \end{cases} \quad [25]$$

sendo w uma variável auxiliar estimada por:

$$w = \sqrt{-2 \ln(1 - H(u))} \quad [26]$$

e devendo a probabilidade de não-excedência, $H(u)$, verificar $[1 - H(u)] \leq 0.5$. Se tal não acontecer faz-se intervir no cálculo de w o valor de $H(-u)$, com consequente troca do sinal assim obtido para SPI.

De modo a facilitar cálculos futuros do SPI e dada a aparente menor facilidade desses cálculos, sistematizam-se, seguidamente, as etapas por que se processam, no pressuposto de se estar em presença de uma amostra constituída por precipitações ou por escoamentos mensais ou em grupos de meses: **i)** ordenação prévia e por valores crescentes dos valores da amostra; **ii)** atribuição a cada valor x_i da amostra ordenada da correspondente probabilidade empírica de não-excedência, F_i , por aplicação da eq. [5] em que i representa o número de ordem do elemento x_i na amostra ordenada; **iii)** cálculo dos momentos ponderados por probabilidade de ordem 0, 1 e 2, α_0 , α_1 e α_2 por aplicação da eq. [4]; **iv)** a partir dos anteriores resultados, cálculo, de acordo com a eq. [3] dos momentos-L, λ_1 , λ_2 e λ_3 ; **v)** com base nos anteriores momentos, cálculo do coeficiente de assimetria, τ_3 e, em conformidade com o valor desse coeficiente, do parâmetro de escala, β – eqs. [6] a [9]; **vi)** cálculo do parâmetro de forma, α , por aplicação da eq. [10] para o que é necessário especificar previamente o quociente entre funções gama mediante utilização das eqs. [12] e [13] ou da eq. [14] consoante os valores dos argumentos daquela função; **vii)** cálculo do parâmetro de localização, γ , de acordo com a eq. [11].

Está, assim, terminada a primeira etapa de especificação dos parâmetros de forma, α , de escala, β , e de localização da distribuição da amostra, γ , de acordo com o método dos momentos-L. As etapas que se seguem são aplicadas a cada valor x_i da amostra de modo a lhe fazer corresponder um valor do índice de precipitação padronizada, SPI: **viii)** cálculo do valor da variável transformada u – eq. [16] – tendo-se previamente especificado os valores de y , v e χ^2 – eqs. [15] e [17]; **ix)** cálculo dos valores de $f(u)$ – eqs. [21], [22] e [19] – e de $F(u)$ – eqs. [18] e [20]; **x)** correcção do valor estimado no passo anterior para a probabilidade de não-excedência $F(u)$ – eq. [23] – de modo a atender à ocorrência de valores nulos na amostra para o que basta contar previamente o número de elementos nulos na amostra e calcular a respectiva probabilidade de ocorrência, q ; **xi)** considerando que $H(u)$ representa a função distribuição de probabilidade de uma variável aleatória com distribuição normal padrão – $N \sim (0,1)$ –,

inversão da anterior função, mediante utilização das eqs. [24] a [26]. O resultado obtido é o valor de SPI.

RESULTADOS

Tendo por base as amostras de precipitações e de escoamentos mensais no período de 94 anos, compreendido entre 1910/11 e 2003/04, nas bacias hidrográficas de três estações hidrométricas localizadas em Portugal e identificadas no **Quadro 2** procedeu-se ao cálculo do índice de precipitação padronizada para diferentes escalas de tempo, com consequente comparação entre valores relativos, por um lado, a precipitações e, por outro lado, a escoamentos. As escalas de tempo adoptadas foram de 1, 3, 6 e 12 meses (SPI1, SPI3, SPI6 e SPI12, respectivamente), uma vez que se afigura de menor interesse a consideração de escalas maiores, sendo que a maior daquelas escalas de tempo já permite detectar situações de seca hidrológica com escassez de água reflectida nos escoamentos. Regista-se que Portugal, com a área de apenas de 92 090 km², é o país mais ocidental do continente europeu, sendo delimitado a Norte e a Leste por Espanha e a Sul e Oeste pelo Oceano Atlântico.

Quadro 2.– Estações hidrométricas adoptadas como casos de estudos.

Estação hidrométrica							Postos udométricos com influência na bacia hidrográfica da estação hidrométrica				
Designação	Corrdenadas cartográficas		Bacia hidrográfica principal	Curso de água	Área da bacia hidrográfica (km ²)	Escoamento anual médio ⁽¹⁾ (mm)	Designação	Corrdenadas cartográficas		Peso (-)	Precipitação anual média ponderada ⁽¹⁾ (mm)
	Distância à meridiana M (m)	Distância à perpendicular P (m)						Distância à meridiana M (m)	Distância à perpendicular P (m)		
Vinhais-Qta da Ranca (03P/01)	294575	538511	Rio Douro	Rio Tinhela	455	746	Moimenta da Raia (02P/01)	295869	553749	0.49	1196
							Montezinho (02Q/01)	311835	552285	0.21	
							Celas (03P/01)	300772	527894	0.07	
							Vinhais (02O/02)	293547	541066	0.23	
Vale Giestoso (03K/01)	235234	526829	Rio Beça	Rio Beça	78	627	Cervos (03K/05)	237648	529753	0.33	1147
							Barracão (03K/06)	235207	532671	0.35	
							Firvidas (03K/04)	234153	535597	0.32	
Torrão do Alentejo (24H/03)	191592	148031	Rio Sado	Ribeira de Xarrama	468	157	Alcáçovas (23I/01)	198404	158138	0.16	730
							Santiago Escoural (22H/02)	196954	174820	0.18	
							Torrão (24H/01)	191598	147041	0.06	
							Viana do Alentejo (24J/01)	211058	151269	0.60	

(1) Período de 94 anos, entre 1910/11 e 2003/04.

O **Quadro 2** contém algumas das características das estações hidrométricas adoptadas como casos de estudo, retiradas de Santos (2008), incluindo a especificação dos postos udométricos considerados na avaliação, pelo método de Thiessen, das precipitações nas bacias hidrográficas daquelas estações.

A **Figura 2** contém a representação esquemática das precipitações e dos escoamentos anuais nos casos de estudo. Importa mencionar que, de modo a dispor de informação contínua no período de 94 anos antes indicado, Santos (2008) procedeu ao preenchimento, a nível mensal, das falhas exibidas pelas amostras de precipitações e de escoamentos para o que recorreu a modelos de regressão linear simples e ao modelo de Temez, respectivamente.

Antecedendo a análise da anterior informação, atendeu-se ao facto de a bibliografia da especialidade recomendar o tratamento prévio de dadas ocorrências particulares de escassez de água, designadamente, das secas de muito reduzida expressão e das secas mutuamente dependentes, López-Moreno *et al.* (2009). As primeiras secas apresentam muito curta duração e muito baixa magnitude, ou seja, são muito pouco relevantes do ponto de vista hidrológico, embora dificultem significativamente a análise do fenómeno devido à informação espúria que nele introduzem. As secas mutuamente dependentes ocorrem normalmente em sucessivos períodos de tempo separados por ocorrências muito pontuais de valores da variável instrumental acima do limiar conducente à identificação de uma seca. Resulta, assim, a fragmentação de um período de seca com maior duração em vários períodos parcelares de seca os quais devem ser combinadas num único evento de modo a realçar a intensidade da seca que efectivamente lhes está associada.

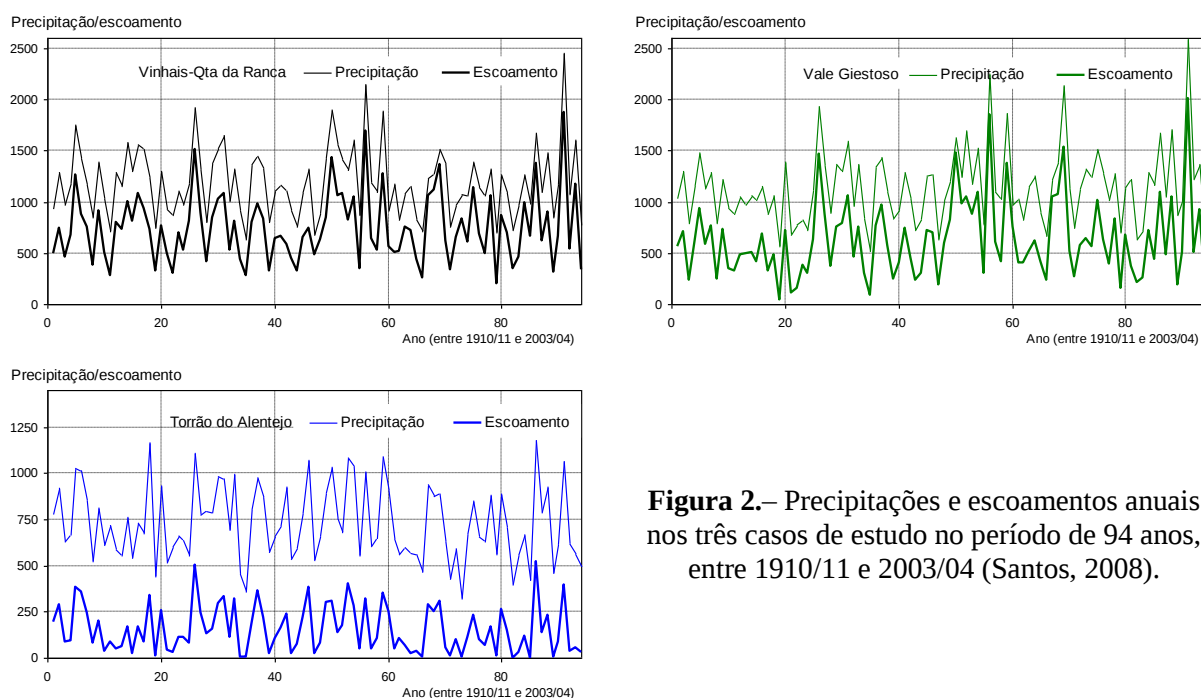


Figura 2.– Precipitações e escoamentos anuais nos três casos de estudo no período de 94 anos, entre 1910/11 e 2003/04 (Santos, 2008).

De entre os possíveis procedimentos destinados a combinar secas mutuamente dependentes recorreu-se à técnica da média móvel que apresenta a vantagem de, simultaneamente, permitir expurgar das séries de SPI as secas sem expressão efectiva. No caso das sequências de valores de SPI12 o incremento adoptado para a média móvel foi de 5, em conformidade com o proposto por López-Moreno *et al.* (2009). Atendendo a que as restantes escalas de tempo de cálculo dos valores de SPI (1, 3 e 6 meses) aglutinam menos meses, optou-se por considerar um maior incremento da média móvel, designadamente de 10, de modo a obter efeitos de “alisamento” (*smoothing*) com ordens de grandeza equivalentes. Os resultados obtidos são apresentados na **Figura 3** a qual contém, para cada caso de estudo e para as diferentes escalas temporais, a representação dos valores do índice de precipitação padronizada tendo por base amostras de precipitação e de escoamento, bem como a representação das respectivas médias móveis.

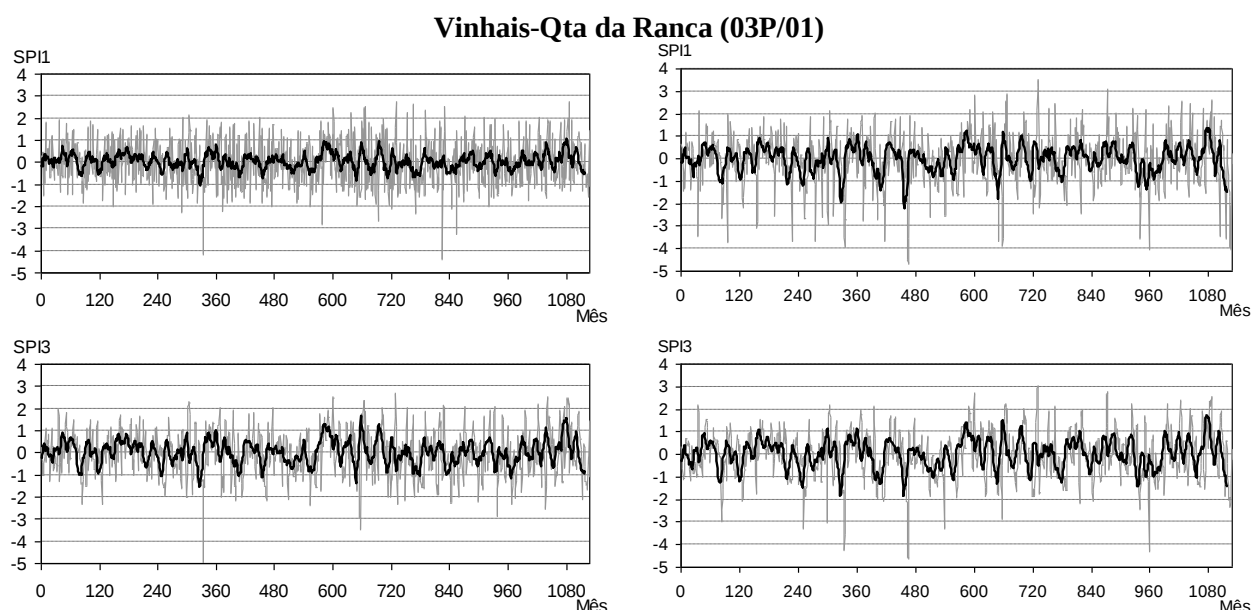
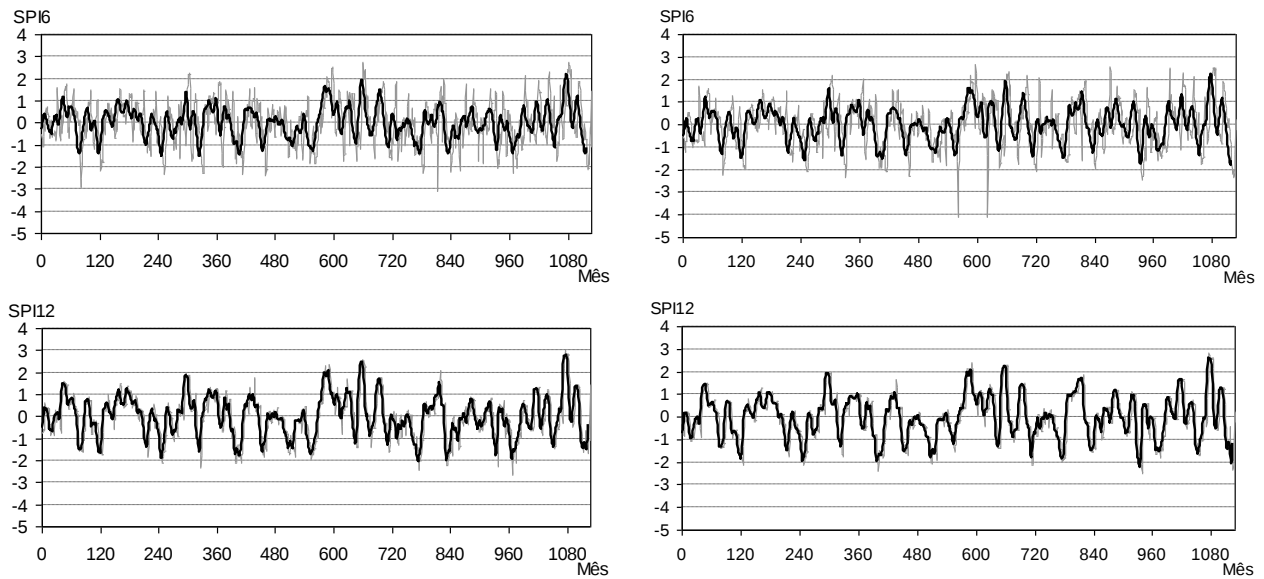


Figura 3.– Casos de estudo. SPI a 1, 3, 6 e 12 meses (SPI1, SPI3, SPI6 e SPI12), aplicado a precipitações (à esquerda) e a escoamentos (à direita). A traço fino, valores do SPI; a traço mais grosso e mais escuro, valores das médias móveis (incremento de 10 para SPI1, SPI3 e SPI6 e de 5 para SPI12).

Vinhais-Qta da Ranca (03P/01) – continuação



Vale Giestoso (03K/01)

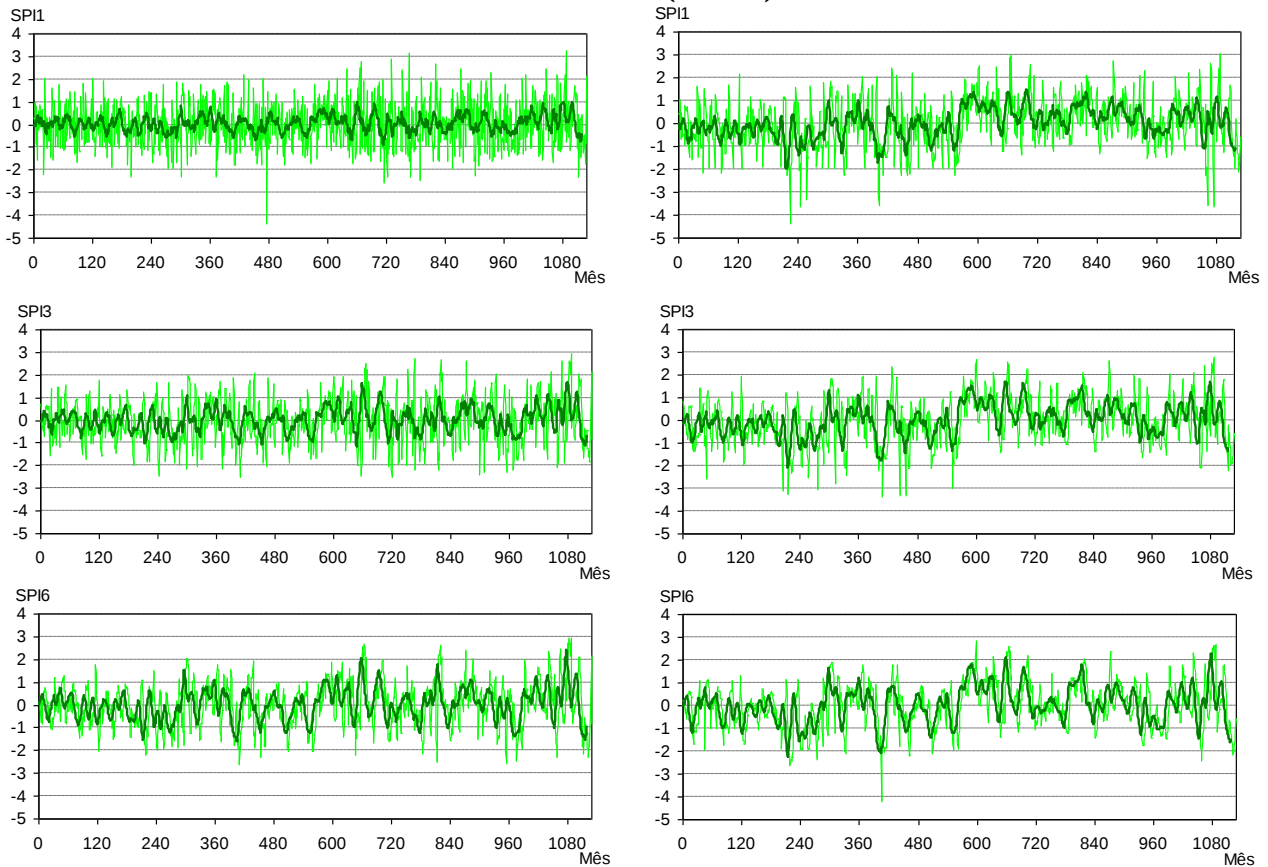
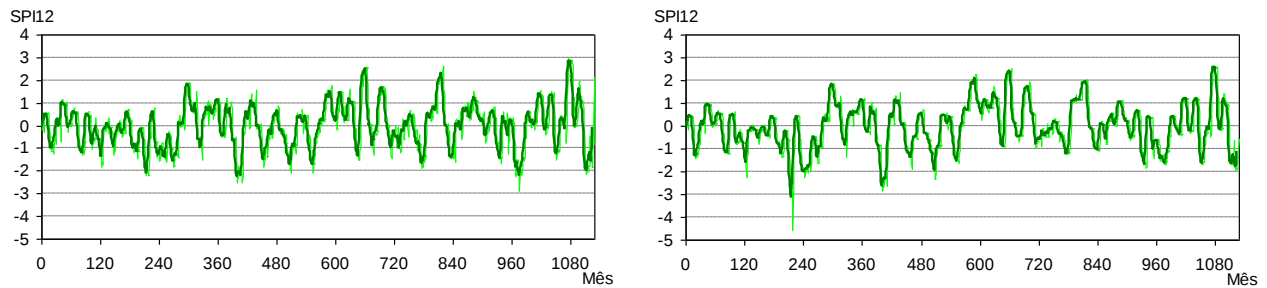


Figura 3 (continuação).– Casos de estudo. SPI a 1, 3, 6 e 12 meses (SPI1, SPI3, SPI6 e SPI12), aplicado a precipitações (à esquerda) e a escoamentos (à direita). A traço fino, valores do SPI; a traço mais grosso e mais escuro, valores das médias móveis (incremento de 10 para SPI1, SPI3 e SPI6 e de 5 para SPI12).

Vale Giestoso (03K/01) – continuação



Torrão do Alentejo (24H/03)

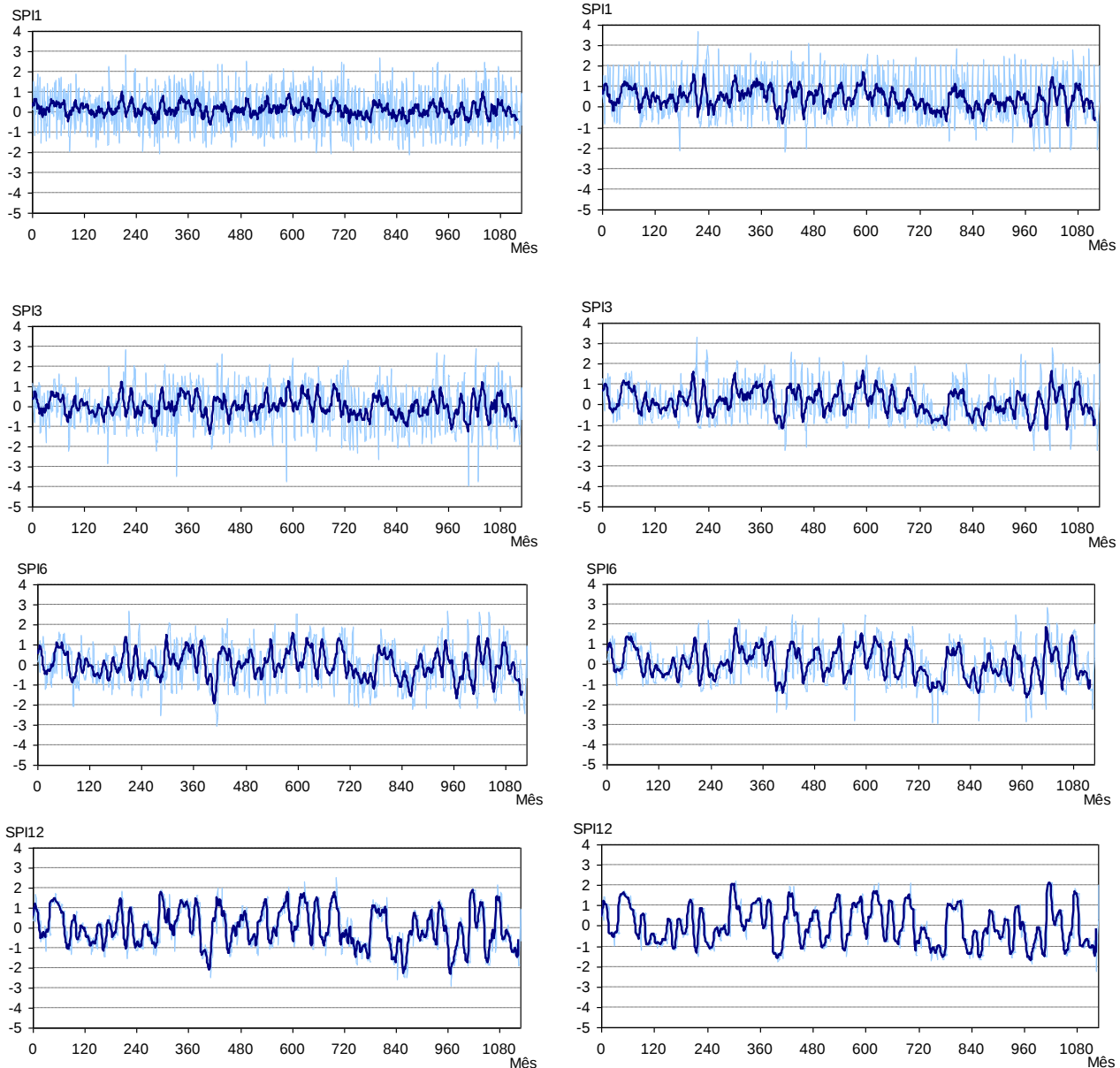


Figura 3 (continuação).– Casos de estudo. SPI a 1, 3, 6 e 12 meses (SPI1, SPI3, SPI6 e SPI12), aplicado a precipitações (à esquerda) e a escoamentos (à direita). A traço fino, valores do SPI; a traço mais grosso e mais escuro, valores das médias móveis (incremento de 10 para SPI1, SPI3 e SPI6 e de 5 para SPI12).

Considerando de modo separado as sequências de SPI referentes a precipitações e a escoamentos, identificaram-se, seguidamente, as ocorrências de seca, as quais foram agrupadas e analisadas por caso de estudo e por escala temporal.

Para o efeito, considerou-se estar perante uma seca quando para o correspondente SPI se obteve um valor inferior ou igual ao limiar de -0.84, proposto por Agnew (2000), antes especificado no **Quadro**

1. Para cada conjunto de secas assim obtido especificou-se o número de ocorrências, o menor valor do SPI e a média e o desvio-padrão dos SPI referentes àquelas ocorrências. Tais resultados são apresentados no **Quadro 3**.

Quadro 3.– Secas definidas por valores de SPI inferiores ou iguais a -0.84, obtidas a partir de amostras de precipitação e de escoamento. Características relativas a cada caso de estudo e a cada escala temporal.

Estação hidrométrica	Ocorrência de seca	SPI1		SPI3		SPI6		SPI12	
		Séries de precipitação	Séries de escoamento	Séries de precipitação	Séries de escoamento	Séries de precipitação	Séries de escoamento	Séries de precipitação	Séries de escoamento
Vinhais-Qta da Ranca	Número de ocorrências	233	211	226	233	225	221	235	243
	Valor mínimo	-4.416	-4.681	-4.997	-4.602	-3.117	-4.103	-2.634	-2.521
	Média	-1.318	-1.653	-1.407	-1.429	-1.393	-1.438	-1.385	-1.379
	Desvio-padrão	0.459	0.883	0.509	0.618	0.429	0.466	0.360	0.381
Vale Giestoso	Número de ocorrências	217	238	227	225	226	226	234	231
	Valor mínimo	-4.356	-4.390	-2.538	-3.378	-2.625	-4.195	-2.858	-4.573
	Média	-1.305	-1.374	-1.389	-1.413	-1.393	-1.407	-1.401	-1.419
	Desvio-padrão	0.401	0.569	0.406	0.505	0.397	0.449	0.403	0.512
Torrão do Alentejo	Número de ocorrências	193	84	240	159	227	241	228	257
	Valor mínimo	-2.082	-2.161	-3.930	-2.250	-3.067	-2.936	-2.895	-2.212
	Média	-1.246	-1.161	-1.357	-1.111	-1.368	-1.218	-1.327	-1.212
	Desvio-padrão	0.280	0.408	0.471	0.284	0.394	0.369	0.409	0.237

De modo a permitir comparar as secas detectadas tendo por base precipitações e escoamentos, sombrearam-se, no anterior quadro e para cada caso de estudo e escala temporal, as ocorrências que se consideraram como mais gravosas, por:

- serem em maior número (mais secas),
- apresentarem menor valor mínimo do SPI (seca extrema com maior intensidade),
- terem menor média (em média, secas mais intensas),
- terem maior desvio-padrão (maior variabilidade temporal do fenómeno).

Verifica-se, assim, que no caso das bacias hidrográficas das estações hidrométricas de Vinhais-Qta da Ranca e de Vale Giestoso, as secas identificadas com base em escoamentos apresentam, relativamente às secas identificadas a partir de precipitações, características frequentemente mais gravosas, com excepção da escala temporal de 12 meses naquela primeira bacia hidrográfica. Na bacia hidrográfica da estação hidrométrica de Torrão do Alentejo, a situação geral inverte-se, ou seja, as secas detectadas a partir das amostras de precipitações são mais gravosas, com excepção da escala mensal em que existe alguma indefinição.

O **Quadro 4**, incluído na página seguinte, contém informação em tudo equivalente à do **Quadro 3** embora obtida após “tratamento” das sequências de SPI por aplicação de médias móveis, tendo em vista remover as secas mutuamente dependentes e as secas espúrias de muito reduzida expressão, como antes justificados. Para as duas primeiras bacias hidrográficas, os resultados do anterior quadro reforçam os do quadro precedente, esclarecendo, inclusivamente, a situação menos clara relativa ao SPI12 em Vinhais-Qta da Ranca. Os resultados referentes à última bacia continuam a apontar mais frequentemente as secas definidas a partir de precipitações como as mais gravosas. Julga-se interessante registar a diminuição das ocorrências de secas, designadamente para as menores escalas temporais em que a filtragem por médias móveis removeu um número muito significativo de eventos de secas sem expressão efectiva.

Os resultados dos **Quadros 3 e 4** sugerem que, havendo maior disponibilidade hídrica (caso das bacias hidrográficas das estações hidrométricas de Vinhais-Qta da Ranca e de Vale Giestoso), as anomalias em relação às condições médias reflectem-se mais expressivamente nos escoamentos, enquanto que em condições de reduzida disponibilidade hídrica (caso da bacia hidrográfica da estação hidrométrica de Torrão do Alentejo) tais escoamentos sendo, já por si, persistentemente reduzidos, exibem menor variabilidade quando devidamente padronizados, a qual resulta assim mais evidente nas precipitações. Importa, contudo, anotar que as diferenças entre valores obtidos a partir da análise de precipitações e de escoamentos são muito reduzidas, sugerindo a possibilidade de utilizar uma ou outra informação hidrológica.

Quadro 4.– Secas correspondentes às médias móveis dos valores de SPI inferiores ou iguais a -0.84, obtidos de modo separado a partir de amostras de precipitação e de escoamento. Características relativas a cada caso de estudo e a cada escala temporal (média móvel de incremento 10, para escalas temporais inferiores ou iguais a 6 meses, e de incremento 5, para a escala temporal de 12 meses)

Estação hidrométrica	Ocorrência de seca	SPI1		SPI3		SPI6		SPI12	
		Séries de precipitação	Séries de escoamento	Séries de precipitação	Séries de escoamento	Séries de precipitação	Séries de escoamento	Séries de precipitação	Séries de escoamento
Vinhais-Qta da Ranca	Número de ocorrências	5	99	76	123	148	170	223	224
	Valor mínimo	-1.055	-2.219	-1.589	-1.871	-1.529	-1.779	-2.047	-2.207
	Média	-0.950	-1.190	-0.990	-1.147	-1.125	-1.195	-1.330	-1.357
	Desvio-padrão	0.080	0.320	0.159	0.220	0.187	0.218	0.289	0.318
Vale Giestoso	Número de ocorrências	2	116	56	137	137	179	227	221
	Valor mínimo	-0.928	-2.021	-1.175	-2.108	-1.590	-2.243	-2.246	-3.089
	Média	-0.887	-1.137	-0.943	-1.177	-1.119	-1.218	-1.321	-1.389
	Desvio-padrão	0.058	0.258	0.087	0.271	0.188	0.313	0.361	0.448
Torrão do Alentejo	Número de ocorrências	0	6	42	51	91	144	198	248
	Valor mínimo	--	-0.968	-1.359	-1.275	-1.927	-1.660	-2.335	-1.679
	Média	--	-0.892	-0.994	-1.014	-1.188	-1.118	-1.293	-1.169
	Desvio-padrão	--	0.049	0.134	0.129	0.276	0.200	0.378	0.216

Por fim e considerando apenas as sequências de SPI expurgadas das secas mutuamente dependentes e das sucessivas pequenas secas espúrias por aplicação de médias móveis, obtiveram-se, para cada caso de estudo e para cada escala temporal, os coeficientes de correlação entre valores do SPI estabelecidos a partir de precipitações e de escoamentos. Para tanto e a par com a consideração de valores de SPI definidos para um mesmo instante ($\Delta = 0$), introduziram-se desfaseamentos temporais, fazendo corresponder a cada SPI obtido a partir de precipitações (ou de precipitações acumuladas) o SPI calculado a partir de escoamentos (ou de escoamentos acumulados) desfasados de Δ meses, sendo Δ um número inteiro positivo indicativo de escoamentos (ou de escoamentos acumulados) ocorrendo em intervalos de tempo posteriores aos das precipitações. Os coeficientes de correlação alcançados não considerando qualquer desfaseamento ($\Delta = 0$) e para os desfaseamentos de 1, 2 e 3 ($\Delta = 1, 2, 3$) são apresentados no **Quadro 5**.

Quadro 5.– Coeficientes de correlação entre médias móveis de valores de SPI calculados com base em precipitações e em escoamentos relativos a intervalos de tempo coincidentes ($\Delta = 0$) e desfasados de Δ meses .

		Vinhais-Qta da Ranca	Vale Giestoso	Torrão do Alentejo
SPI1	$\Delta=0$	0.8264	0.6936	0.7532
	$\Delta=1$	0.8466	0.7098	0.7908
	$\Delta=2$	0.8157	0.6856	0.7725
	$\Delta=3$	0.7529	0.6351	0.7184
SPI3	$\Delta=0$	0.9176	0.8391	0.8331
	$\Delta=1$	0.9289	0.8518	0.8516
	$\Delta=2$	0.8914	0.8253	0.8287
	$\Delta=3$	0.8174	0.7674	0.7754
SPI6	$\Delta=0$	0.9396	0.9146	0.9032
	$\Delta=1$	0.9436	0.9240	0.9077
	$\Delta=2$	0.9146	0.9030	0.8832
	$\Delta=3$	0.8574	0.8554	0.8347
SPI12	$\Delta=0$	0.9485	0.9475	0.9368
	$\Delta=1$	0.9476	0.9515	0.9429
	$\Delta=2$	0.9173	0.9272	0.9209
	$\Delta=3$	0.8624	0.8786	0.8750

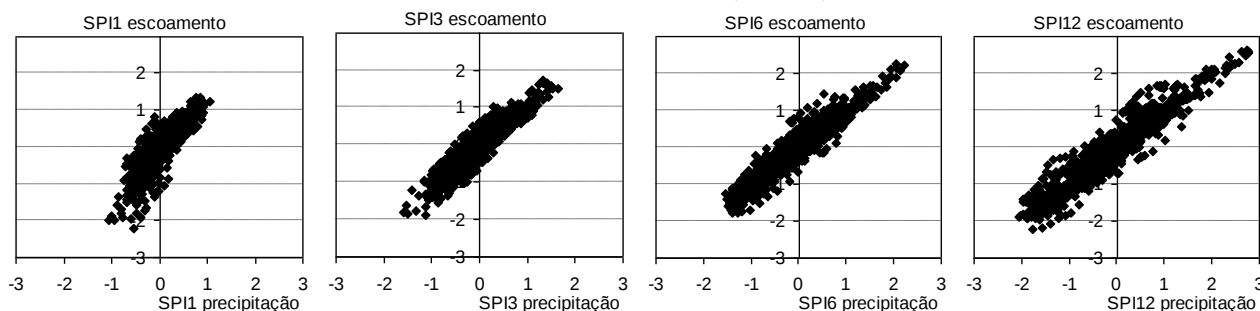
O anterior quadro mostra que, com uma única excepção, os mais elevados coeficientes de correlação ocorrem para $\Delta=1$, ou seja, envolvem SPI calculados com base em precipitações mensais ou precipitações acumuladas em grupos de meses e nos escoamentos nos meses seguintes ou acumulados a partir dos meses seguintes. A única excepção envolve SPI12 na bacia hidrográfica de Vinhais-Qta da Ranca, sendo que os coeficientes de correlação para $\Delta=0$ (0.9485) e para $\Delta=1$ (0.9476) são praticamente iguais.

Admite-se que o facto de as melhores correlações ou de as correlações muito próximas das melhores se alcançarem para $\Delta=1$ resulte muito simplesmente do deferimento temporal que existe entre a

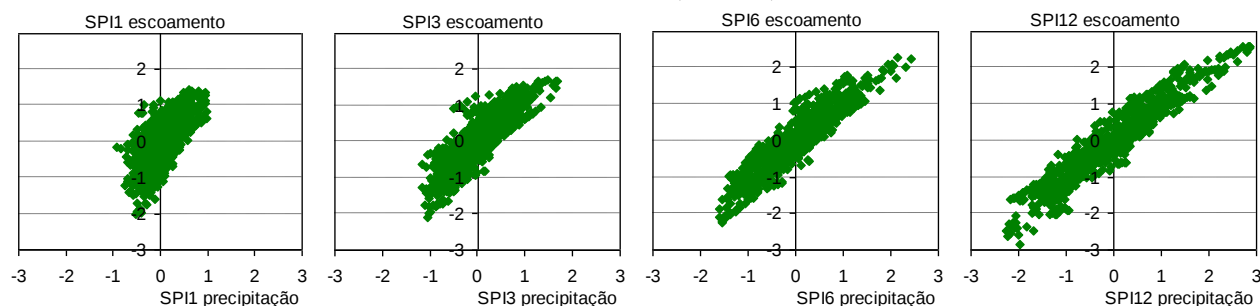
precipitação e o escoamento originada por essa precipitação. O **Quadro 5** mostra também de forma muito clara que a dependência entre valores de SPI referentes, por um lado, a precipitações e, por outro lado, a escoamento é tanto maior quanto maior a escala temporal (valores do coeficiente de correlação progressivamente maiores para as maiores escalas temporais).

A terminar, obteve-se a **Figura 4** com a representação gráfica, para os diferentes casos de estudo e escalas temporais, dos pares de valores de SPI avaliados a partir de precipitações e de escoamento a que correspondem os coeficientes de correlação explicitados no **Quadro 4** para $\Delta=1$.

Vinhais-Qta da Ranca (03P/01)



Vale Giestoso (03K/01)



Torrão do Alentejo (24H/03)

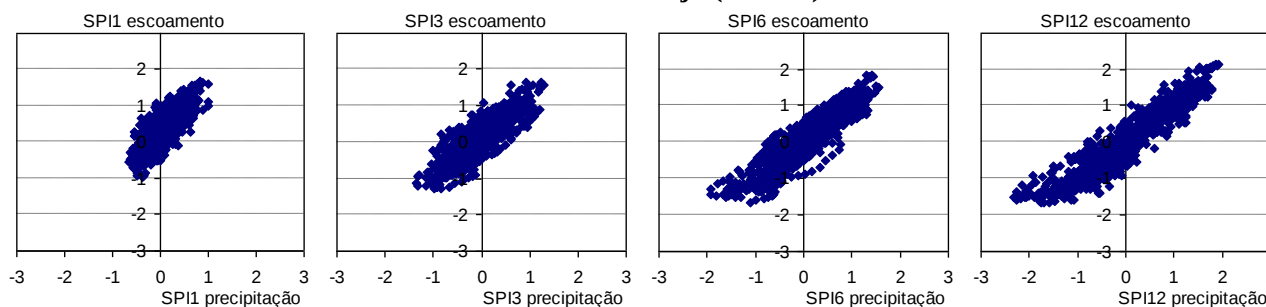


Figura 4. – Dependência entre médias móveis de valores de SPI calculados a partir de precipitações (eixos das abcissas) e de em escoamentos desfasados de um mês (eixos das ordenadas).

CONCLUSÕES

O estudo efectuado evidenciou existir uma boa correlação entre valores do índice de precipitação padronizada obtidos com base em precipitações e em escoamentos, correlação que se concluiu ser tanto melhor quanto maior a escala temporal a que se refere o índice.

As melhores correlações entre índices de secas calculados a partir de precipitações e de escoamento foram alcançadas por introdução do desfasamento temporal de um mês entre aqueles índices, circunstância que, embora carecendo de investigação adicional, se admite resultar do deferimento temporal que necessariamente existe entre a precipitação e o escoamento que a mesma origina.

De um modo geral, o estudo indica claramente a possibilidade de detectar situações de escassez dos recursos hídricos de superfície por análise de amostras de precipitação com as vantagens daí decorrentes, dado que tais amostras são em número muito superior ao das amostras de escoamento e têm normalmente maior dimensão.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Abramowitz, M.; Stegun, I. (Eds) (1965). *Handbook of Mathematical Functions*, Dover Pub., New York

Agnew C.T. (2000). Using the SPI to identify drought. *Drought Network News* 12:6–12

Hosking, J. R. M. (1990). L-moments: analysis and estimation of distributions using linear combinations of order statistics. *Journal of the Royal Statistical Society, Series B*, 52, 105-124

Kendall, M.G. e Stuart, A. (1963). *The advanced theory of statistics, Vol. I: Distribution theory*. Griffin. Londres.

López-Moreno, J.I.; Vicente-Serrano, S.M.; Beguería, S.; García-Ruiz, J.M.; Portela, M.M.; Almeida, A.B. (2009), Dam effects on droughts magnitude and duration in a transboundary basin: The Lower River Tagus, Spain and Portugal, *Water Resour. Res.*, 45, W02405, doi:10.1029/2008WR007198

McKee T.B.N.; Doesken J.; Kleist J. (1993). The relationship of drought frequency and duration to time scales. In: *Proceedings of the 8th Conference on Applied Climatology* (Anaheim, California, USA). American Meteorology Society, 179–184.

Naghettini M.; Pinto E.J.A. (2007). *Hidrologia Estatística*. Serviço Geológico do Brasil, Belo Horizonte, Brasil.

Santos, J. F. (2008). *Alterações em séries de variáveis hidro-climatológicas: seus efeitos nos volumes de água a fornecer para rega e na fiabilidade do fornecimento desses volumes a partir de albufeiras*, MSc Thesis. IST, Lisbon, Portugal.

Vicente-Serrano, S. M. (2006). Differences in spatial patterns of drought on different time scales: an analysis of the Iberian Peninsula, *Water Resources Management*, 20, 37-60.

WMO (1986). *Report on drought and countries affected by drought during 1974–1985*. Tech. rept. World Meteorological Organization, Geneva.

ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS HIDROGEOLÓGICOS A PARTIR DE HIDROGRAMAS DE FLUJO BASE

Oscar David Álvarez-Villa¹, Carlos Restrepo-Tamayo², Andrés Sahuquillo³ y Eduardo Cassiraga⁴

1 Estudiante de Doctorado, osdaalvi@gmail.com, 3. Profesor Emérito asahuq@hma.upv.es, 4 Profesor Titular, efc@dihma.upv.es. Grupo de Investigación en Hidrogeología, Universidad Politécnica de Valencia, España.

2 Estudiante de Doctorado, cart170@gmail.com. Escuela de Geociencias y Medio Ambiente, Facultad de Minas, Universidad Nacional de Colombia, Sede Medellín, Colombia.

RESUMEN:

La solución 1D de la ecuación de flujo para un acuífero rectangular perfectamente conectado y completamente penetrante considerando una recarga instantánea puede escribirse como una suma de funciones exponenciales decrecientes que dependen de la transmisividad, T , de su coeficiente de almacenamiento, S , y de su geometría. Dado que para un tiempo después de la recarga sólo la primer componente de la sumatoria persiste en el tiempo, Rorabaugh (1964) propuso la estimación de la difusividad del acuífero T/S a partir de una curva de recesión en el hidrograma superficial. Generalmente, los valores estimados son menores que aquellos que se obtienen usando mediciones en el acuífero. En un acuífero lineal, el método de los autovalores proporciona una solución similar a la anterior y el drenaje al río se asimila al flujo desde un número infinito de depósitos virtuales, que comparten la recarga, cada uno con un coeficiente de drenaje asociado, que se calculan como los autovalores asociados al problema. En este trabajo se analizan las diferencias existentes entre los resultados obtenidos por el método del índice de recesión (Rorabaugh, 1964) y estudios hidrogeológicos detallados. Para ilustrar estos problemas se analiza un acuífero irregular, cuya dinámica hidráulica se resuelve con el método de los autovalores usando diferentes conductividades del lecho del río y pendiente variable.

ABSTRACT:

The solution of the 1D flow equation for a rectangular aquifer perfectly connected with a fully penetrating river considering an instantly performed recharge can be written as the sum of decreasing exponential functions depending on the transmissivity, T , the storage coefficient, S , and its geometry. Because only the first component of the summation remains significant after a given time, Rorabaugh (1964) proposed the estimation of the diffusivity T/S from a recession curve of a surface water hydrograph. Generally, the values estimated are significantly lower than those obtained in detailed studies. For linear aquifers, the eigenvalue method provides a solution with the same structure of the above, its hydraulic drainage is equivalent to an infinite number of linear reservoirs, sharing the recharge, each one having a drainage coefficient computed from the associated eigenproblem. In this work, the differences between the result obtained by the Rorabaugh (1964) method and those obtained in detailed hydrogeological studies are discussed. To illustrate these problems an irregular aquifer is analyzed, its hydraulic dynamics is solved with the eigenvalues method using different values of the hydraulic conductivity in the river bed and a variable slope of the river.

PALABRAS CLAVE:

Flujo base, autovalores, hidrograma.

INTRODUCCIÓN

El flujo base se considera como el caudal que es drenado por la red de drenaje al final de un período de sequía, el cual es considerado como el aporte de las aguas subterráneas al flujo del río. La estimación de dicho caudal base es una de las tareas más comunes que enfrenta un hidrólogo para la resolución de problemas relacionados con el manejo del recurso hídrico o de predicción de caudales mínimos (Rorabaugh, 1964). Las técnicas tradicionalmente usadas para su estimación se basan en la utilización de hidrogramas de caudal, al cual se le aplican técnicas de separación del flujo superficial en los períodos húmedos y se considera que el caudal restante corresponde al flujo drenado por el acuífero (Rutledge, 1993). Uno de los métodos más ampliamente utilizado para realizar la estimación del flujo base es el método de la curva de recesión propuesto por Rorabaugh (1964). Dicho método se basa en una solución de la ecuación diferencial de flujo subterráneo unidimensional para un acuífero homogéneo que está perfectamente conectado con un río completamente penetrante. A pesar de ser un método ampliamente usado en la ingeniería práctica debido a que tiene una buena base teórica y es sencillo de aplicar, algunos estudios previos han demostrado que las estimaciones del índice de recesión infravaloran los resultados obtenidos en estudios hidrogeológicos detallados (Haldford y Meyer, 2000). Las diferencias suelen atribuirse a que el flujo base es un proceso hidrológico sumamente complejo en el cual intervienen diferentes componentes del flujo subterráneo y está muy influenciado por la heterogeneidad del medio geológico, especialmente en lo referente al grado de conexión del río y el acuífero. En este trabajo se discuten diferentes factores que influyen en la estimación del índice de recesión y se presenta el problema de la simulación del flujo base desde una perspectiva basada en el método de los autovalores (Sahuquillo, 1983a). Adicionalmente, se realiza un estudio comparativo de los resultados que pueden obtenerse con diferentes metodologías de simulación y se estudia el caso práctico de un acuífero de geometría irregular conectado con la red de drenaje de una cuenca, para el cual se consideran diferentes parámetros de la conexión río-acuífero e inclinaciones del río.

MARCO CONCEPTUAL

La solución analítica unidimensional de la descarga por unidad de longitud entre un acuífero unidimensional con una recarga instantánea y un río con nivel de agua constante, totalmente penetrante y perfectamente conectado con el acuífero es (Rorabaugh, 1964):

$$q = \frac{2Th_0}{\Gamma} \sum_{m=1,3,5}^{\infty} e^{-\alpha_m t}, \quad \alpha_m = \frac{m^2 \pi^2 T}{4\Gamma^2 S} \quad [1]$$

Donde q [L^2/T] es la descarga por unidad de longitud, T [L^2/T] y S [Adimensional] son la transmisividad y el coeficiente de almacenamiento del acuífero, respectivamente, Γ [L] la distancia del río al límite impermeable, t [T] el tiempo posterior a la recarga y h_0 [L] es el aumento del nivel freático resultante. El índice de recesión se determina a partir del tiempo requerido, después del último episodio de recarga, para que únicamente la primera componente de la sumatoria en la ecuación [1] sea significativa (Rorabaugh, 1964). Este período se define como el tiempo crítico, t_c , y se calcula como:

$$t_c = \frac{0.2 S \Gamma^2}{T} \quad [2]$$

Entonces, dado un valor de t_c , Rorabaugh y Simmons (1966) agrupan el coeficiente de almacenamiento, la longitud del acuífero y la transmisividad en una variable denominada índice de

recesión, K_{RI} con dimensiones de tiempo, la cual describe las características de descarga del acuífero, así:

$$K_{RI} = \frac{0.933 S \Gamma^2}{T} \quad [3]$$

K_{RI} es el tiempo para el que el caudal drenado del acuífero disminuye a un décimo y se estima como el inverso de la pendiente del logaritmo del hidrograma para un período de recesión (Rutledge, 1993). Daniel (1976) propone utilizar un acuífero rectangular equivalente con los valores S y T y un ancho Γ , que sería la distancia media desde el cauce al borde del acuífero:

$$\Gamma = \frac{A}{\Gamma_p} \quad [4]$$

Donde A es el área de la cuenca que drena al acuífero y Γ_p es la longitud de los cauces perennes en la cuenca. La ecuación [4] implica que el agua subterránea descarga uniformemente a todos los canales del río y que las líneas de flujo son perpendiculares al cauce. Halford y Mayer (2000) utilizan un método empírico para la estimación de Γ , el cual se basa en la implementación computacional en de un modelo de flujo y de transporte advectivo de rastreo de partículas para el acuífero de estudio. Solucionan el flujo y el transporte advectivo usando los código en diferencias finitas MODFLOW (McDonald y Harbaugh, 1988) y MODPATH (Pollock, 1994), respectivamente, y asumen que para la trayectoria de una partícula se puede aplicar la ecuación [1], lo cual tiene intrínseca la suposición de flujo unidimensional en la dirección del vector tangente a cada punto de la trayectoria. Con base en lo anterior, la distancia Γ será la longitud de la línea de corriente para una partícula lanzada desde el borde impermeable. Halford y Mayer (2000) afirman que una longitud promedio para muchas partículas lanzadas desde el borde es un buen estimador de las condiciones promedio del acuífero en lo que respecta a la distancia al borde impermeable unidimensional, con lo cual se estima un índice de recesión promedio en el acuífero.

Sahuquillo, (1983a) utiliza la solución del método de los autovalores. Para acuíferos bidimensionales lineales, es decir, aquellos con parámetros del acuífero y condiciones de contorno invariantes en el tiempo, la ecuación de flujo subterráneo se escribe como:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(T_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(T_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) + Q(x, y, t) = S \frac{\partial h}{\partial t} \quad [5]$$

Donde h [L] es la altura piezométrica, T_x , T_y [L^2/T] son las componentes principales del tensor de transmisividad, y $Q(x, y, t)$ son las acciones externas sobre el acuífero [L/T]. El problema de flujo está sujeto a condiciones iniciales $h(x, y, 0) = h_0(x, y)$ y condiciones de contorno dadas: (i) Tipo 1: De nivel piezométrico prescrito $h(x, y, t) = f_1(x, y)$, (ii) Tipo 2: De flujo prescrito $\nabla \bullet \pi = f_2(x, y)$, y/o (iii) Tipo 3: Mixta $q = f_3(x, y)$. Como se trata de un problema lineal, la solución puede llevarse a cabo utilizando el principio de superposición y la solución de la ecuación de flujo puede descomponerse como $h(x, y, t) = u(x, y) + w(x, y, t)$, según se muestra esquemáticamente en la Figura 1, así:

- $u(x, y)$ es una solución en régimen permanente con las condiciones de contorno del problema original que satisface la ecuación diferencial $\frac{\partial}{\partial x} \left(T_x \frac{\partial u}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(T_y \frac{\partial u}{\partial y} \right) = 0$, y
- $w(x, y, t)$ es una solución en régimen transitorio con las condiciones iniciales originales $h_0(x, y)$ menos la solución del problema estacionario: $w_0(x, y) = h_0(x, y) - u(x, y)$, condiciones de contorno

nulas y acciones externas variables en el tiempo nulas, que satisface la ecuación diferencial

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(T_x \frac{\partial w}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(T_y \frac{\partial w}{\partial y} \right) + Q(x, y, t) = S \frac{\partial w}{\partial t}.$$

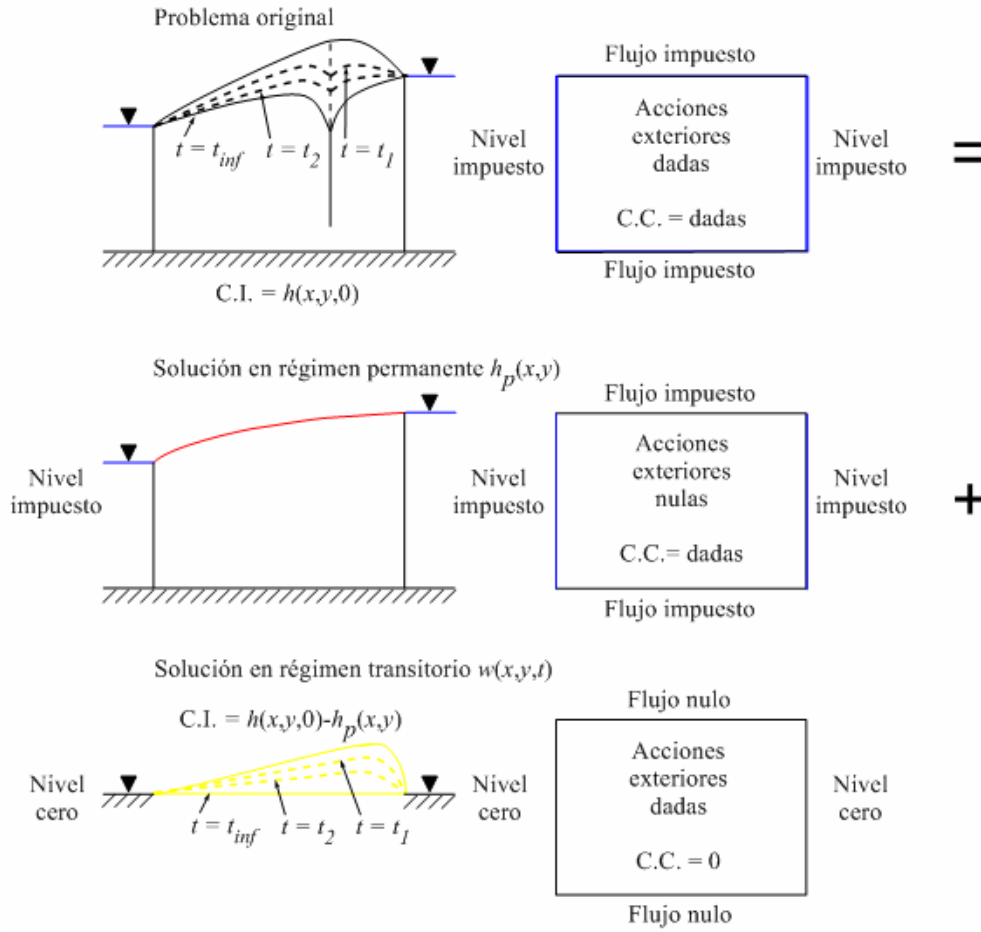


Figura 1. Principio de superposición aplicado para obtener una solución de la ecuación de flujo subterráneo mediante el método de los autovalores.

El problema transitorio presentado en la segunda viñeta puede solucionarse de forma analítica para geometrías y acciones externas sencillas como lo presentan Sahuquillo (1983b) y Pulido-Velázquez *et al* (2005), bajo el nombre del modelo pluricelular englobado. En estos trabajos se presentan soluciones para acuíferos rectangulares con diversos esquemas de conexión río-acuífero sometidos a diferentes tipos de acciones externas, como son recarga uniforme y/o bombeo en pozos y en Sahuquillo *et al*. (2010) se presentan algunas soluciones para casos más complejos, además de la metodología del método de los autovalores. La solución analítica general de la ecuación [5] se puede conceptualizar como la respuesta de un conjunto infinito de depósitos virtuales, entre los que se reparten las acciones externas y cuya descarga conjunta, expresada como la sumatoria infinita de funciones exponenciales decrecientes con un coeficiente de descarga asociado, representa el caudal de intercambio entre el río y el acuífero. Si además se divide el período de simulación en intervalos de igual duración τ con acciones externas constante para cada uno de ellos, entonces se tiene la siguiente ecuación de estado para los volúmenes almacenados en cada depósito:

$$V_i(t) = V_i(t-1) e^{-\alpha_i \tau} + Q(t) b_i \frac{(1 - e^{-\alpha_i \tau})}{\alpha_i} \quad [6]$$

Donde Q_t son las acciones externas, α_i es el i-ésimo coeficiente de descarga y b_i son factores que representan el porcentaje de reparto de las acciones externas sobre los depósitos virtuales. Tanto α_i ,

como b_i se calculan analíticamente y dependen de los autovalores y las autofunciones asociadas con la solución de la ecuación diferencial para $w(x,y,t)$. Conceptualmente, b_i representa la fracción de $Q(t)$ que le corresponde al depósito asociado con el autovalor i -ésimo y α_i cada uno de los autovalores de un autoproblema que se deriva de la ecuación de flujo, que siempre son reales y positivos (Sahuquillo, 1983a). La solución propuesta por Rorabaugh (1964) corresponde a una solución analítica mediante el método de los autovalores para un acuífero rectangular perfectamente conectado con el río y una recarga instantánea dada, por lo cual su aplicación no es válida en los casos en los cuales se presenta conexión no perfecta entre el río y el acuífero. En dichos casos, Sahuquillo (1983b) presenta soluciones para el caso en el cual el río está imperfectamente conectado con el acuífero y es parcialmente penetrante en función de un parámetro adimensional λ (ver ecuación 34 en Pulido-Velázquez *et al.*, 2005), que depende del factor de resistencia, $F_R=(KB)/e$, siendo K la permeabilidad del lecho del río, B su ancho y e el espesor de la capa confinante. En la Tabla 1, tomada de Sahuquillo (1983 b), se presentan los resultados obtenidos en función del parámetro λ para los exponentes de desagüe de cada depósito α_i , siendo $\lambda = \frac{F_R L}{T}$ y $\alpha_i = \rho_i^2 \frac{\pi^2 T}{4SL^2}$.

Tabla 2.- Valores de b_i para varios valores de λ en el caso de un río imperfectamente conectado, parcialmente penetrante y acciones externas distribuidas (tomado de Pulido-Velázquez *et al.*, 2005)

λ	b				
	i=0	i=1	i=2	i=3	i=4
0.01	1.0000	2.0×10^{-6}	1.3×10^{-7}	2.5×10^{-8}	8.0×10^{-9}
0.1	0.9998	2.0×10^{-4}	1.3×10^{-5}	2.5×10^{-6}	8.0×10^{-7}
1	0.9861	0.0124	0.0011	0.0002	8.0×10^{-5}
10	0.8747	0.0839	0.0236	0.0090	0.0040
100	0.8185	0.0908	0.0326	0.0165	0.0099
1000	0.8114	0.0902	0.0325	0.0166	0.0100

Para valores elevados de λ , el río está bien conectado con el acuífero y los valores de ρ_i^2 son muy próximos a los números impares al cuadrado (1, 9, 25, 49,...), que son los exponentes de la ecuación [1] que es la que utiliza Rorabaugh. Por el contrario, cuando el acuífero está poco conectado con el río el valor de ρ_0^2 para el primer depósito puede hacerse muy inferior a la unidad, de lo que derivaría un valor demasiado pequeño de la difusividad T/S . En la Tabla 2 se representan los factores de reparto para una recarga uniforme sobre el acuífero. Para valores pequeños de λ el primer factor de reparto llega a valer casi la unidad, por el contrario al aumentar λ disminuye, llegando a ser próximo a 0.8105, valor que corresponde a río perfectamente conectado, por lo que para representar con precisión el caudal total de desagüe hay que tomar algún depósito adicional, además del primero.

En los casos en los cuales se desee resolver la ecuación de flujo sobre geometrías complejas, el modelo de los autovalores puede resolverse mediante el uso de elementos o diferencias finitas. Al expresar la ecuación [5] mediante ambas aproximaciones, se llega a un sistema de ecuaciones lineales cuyas incógnitas son las alturas piezométricas en los nodos en los cuales se ha representado el acuífero, y puede expresarse matricialmente de la forma:

$$[T]\{h\} + \{Q\} = [SF] \frac{\partial}{\partial t} \{h\} \quad [7]$$

que está sujeta a las condiciones iniciales y de contorno previamente comentadas. Si el acuífero se ha discretizado en N nodos, entonces, $\{h\}$ es el vector (de tamaño N) que contiene las alturas piezométricas en los nodos, $[T]$ es una matriz banda, cuadrada, dispersa y simétrica (de tamaño N) que depende de la transmisividad, la geometría y las condiciones de contorno del acuífero, $[SF]$ es una matriz banda simétrica, la cual es diagonal si se usan las diferencias finitas, y depende del coeficiente de almacenamiento en un nodo dado y de la geometría del bloque asociado a dicho nodo, y $\{Q\}$ es el

vector de acciones externas de entrada y salida al acuífero en cada uno de los N nodos. La solución discreta del problema estará dada como $\{\mathbf{h}\}=\{\mathbf{u}\}+\{\mathbf{w}\}$ según el principio de superposición presentado en la Figura 1. La parte estacionaria se soluciona como:

$$[\mathbf{\Pi}]\{\mathbf{u}\}=\{\mathbf{0}\} \quad [8]$$

Donde $[\mathbf{\Pi}]$ es la matriz de transmisividades para el problema estacionario, teniendo en cuenta las condiciones de contorno. La solución transitoria $\{\mathbf{w}\}$ del problema de flujo se resuelve mediante la técnica de la separación de variables (Sahuquillo, 1983a) de la forma $\{\mathbf{w}\}=[\mathbf{A}]\{\mathbf{L}(t)\}$, en la cual $[\mathbf{A}]$ contiene la parte espacial de la solución mientras que $\{\mathbf{L}(t)\}$ contiene la parte temporal. Aplicada dicha técnica sobre la ecuación [7], la parte espacial del sistema de ecuaciones lineales se resuelve (Sahuquillo, 1983a) a través del siguiente autoproblema:

$$[\mathbf{T}][\mathbf{A}]=[\mathbf{SF}][\mathbf{A}][\boldsymbol{\alpha}] \quad [9]$$

Donde $[\boldsymbol{\alpha}]$ es una matriz diagonal que contiene los N autovalores de [9] y $[\mathbf{A}]$ es una matriz que contiene los N autovectores asociados a cada autovalor; las demás variables matriciales se han definido anteriormente. Las matrices $[\mathbf{A}]$ y $[\boldsymbol{\alpha}]$ dependen exclusivamente de la geometría del acuífero, de las transmisividades, de la discretización espacial en diferencias finitas y de las condiciones de contorno. Así, los autovectores forman una base ortonormal mediante la cual, para un cierto período de excitación del acuífero, puede calcularse un vector de estado asociado con el sistema. Dicho vector, $\{\mathbf{L}(t)\}$, representa el estado del sistema en la base generada por los autovectores. Suponiendo que sobre el acuífero actúan acciones externas constantes en un intervalo de duración τ , la expresión para $\{\mathbf{L}(t)\}$ será:

$$\{\mathbf{L}(t)\}=[\mathbf{E}]\{\mathbf{L}(t-1)\}+([\mathbf{E}]-[\mathbf{I}])[\boldsymbol{\alpha}]^{-1}[\mathbf{A}]^T\{\mathbf{Q}(\tau)\} \quad [10]$$

Donde $[\mathbf{E}]$ es una matriz diagonal cuyos componentes se expresan en función de los autovalores y el tiempo como $e^{-\alpha_i t}$, $[\mathbf{I}]$ es la matriz identidad y las condiciones iniciales están representadas en $\{\mathbf{L}_0\}$, siendo $\{w_0\}=[\mathbf{A}]\{\mathbf{L}_0\}$.

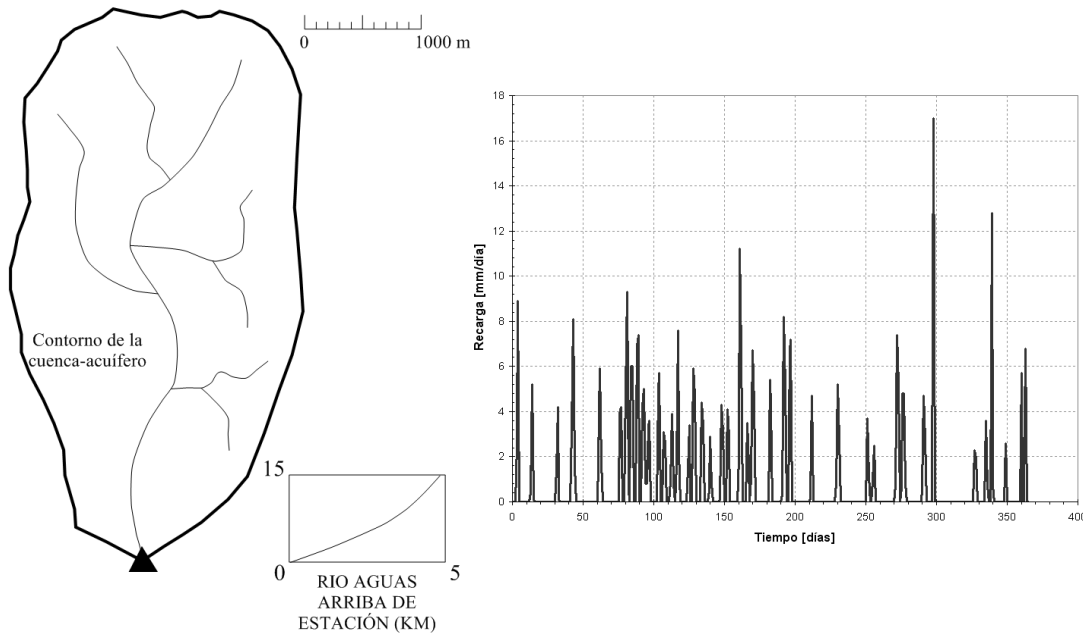


Figura 2. Esquema del acuífero-cuenca simulado, perfil longitudinal del río aguas arriba de la estación (izquierda) y serie diaria de recarga para un año utilizada en el procedimiento de simulación (derecha)

El vector $\{L(t)\}$ determina el estado del acuífero y de cada celda en particular, con lo que se pueden calcular los valores de b_i para las ecuaciones representadas en [6] para los valores iniciales de $V_i(0)$. Por supuesto, también se pueden calcular los valores de $\{w\}$ u otros parámetros de interés a partir del vector de estado del acuífero $\{L(t)\}$. Así, el problema de flujo para un acuífero lineal se transforma en la solución de N modelos unicelulares cuando se calculen los factores de reparto b_i de cada acción elemental que pueda actuar sobre el acuífero.

APLICACIÓN A UN CASO SINTÉTICO

En la Figura 2 (izquierda) se muestra la configuración geométrica del acuífero utilizado previamente por Halford y Mayer, (2000). El acuífero tiene un área de 9.4 km^2 , con una transmisividad y coeficiente de almacenamiento uniformes espacialmente con valores de $100 \text{ m}^2/\text{d}$ y 0.1 , respectivamente. Las condiciones de contorno son de flujo nulo en la base y en los bordes laterales y una condición mixta (tipo 3) de conexión río-acuífero dependiente del calado del río. Para la solución de la ecuación de flujo en régimen estacionario se ha utilizado un valor medio de recarga de 0.7 mm/d , mientras que para la simulación en régimen transitorio se ha utilizado una recarga variable, pero distribuida uniformemente sobre el área del acuífero, la cual ha sido extraída del trabajo de Halford y Mayer (2000) y se presenta en la Figura 2 (derecha). El acuífero es atravesado por un río que presenta diversos afluentes laterales. La densidad de drenaje de la cuenca es de 1.34 km^{-1} . Para fines de la simulación, se consideran dos casos de pendiente del lecho del río: plano y lecho con pendiente variable, ver Figura 2, y diferentes valores de la conexión río-acuífero (perfectamente conectado y conductancias de $5000 \text{ m}^2/\text{d}$, $500 \text{ m}^2/\text{d}$ y $50 \text{ m}^2/\text{d}$). En el caso de la simulación en régimen transitorio, se tiene una serie de recargas diarias que se repite durante tres años para permitir el calentamiento de los modelos implementados y de la cual sólo se considera el último año.

ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS PARA LA SIMULACIÓN DE LAS RELACIONES RÍO-ACUÍFERO

La simulación de las relaciones entre el río y el acuífero se llevó a cabo bajo dos perspectivas diferentes, usando MODFLOW y usando una implementación computacional del método de los autovalores. En ambos casos se realizaron simulaciones en régimen estacionario, utilizando una recarga media de largo plazo constante sobre el acuífero, y en régimen transitorio usando los parámetros indicados en la sección anterior junto con las recargas mostradas en la Figura 2 (derecha). Se adoptó un esquema numérico de solución por diferencias finitas (ver Figura 3a), mediante el cual el acuífero se representó mediante una malla de nodos de 52 columnas y 96 filas, separados cada 50 metros, de los cuales 3765 son activos y 241 que representan la conexión río-acuífero. Los resultados obtenidos mediante las simulaciones se presentan a continuación.

Simulación en Régimen Estacionario

Método de Halford y Mayer (2000) para la estimación de Γ . En el caso de la simulación en régimen estacionario el propósito fue reconstruir los resultados presentados por Halford y Mayer (2000) para las longitudes promedio del límite impermeable al río, Γ , para los casos de lecho del río plano e inclinado (en las Figuras 3 y 4 y la Tabla 2 del trabajo original) y se usó el método de la curva de recesión para estimar K_{RI} . A pesar de que en dicho trabajo no se discute acerca del tipo de conexión río-acuífero, se encontraron resultados similares a los presentados por Halford y Mayer (2000) utilizando una conexión perfecta entre el río y el acuífero, lo cual equivale a imponer una condición de contorno de nivel constante en los nodos correspondientes al río. Las alturas piezométricas simuladas se presentan en la Figura 3 para el acuífero plano (Figura 3b) y para el caso considerando fondo del lecho del río inclinado con pendiente variable (Figura 3c).

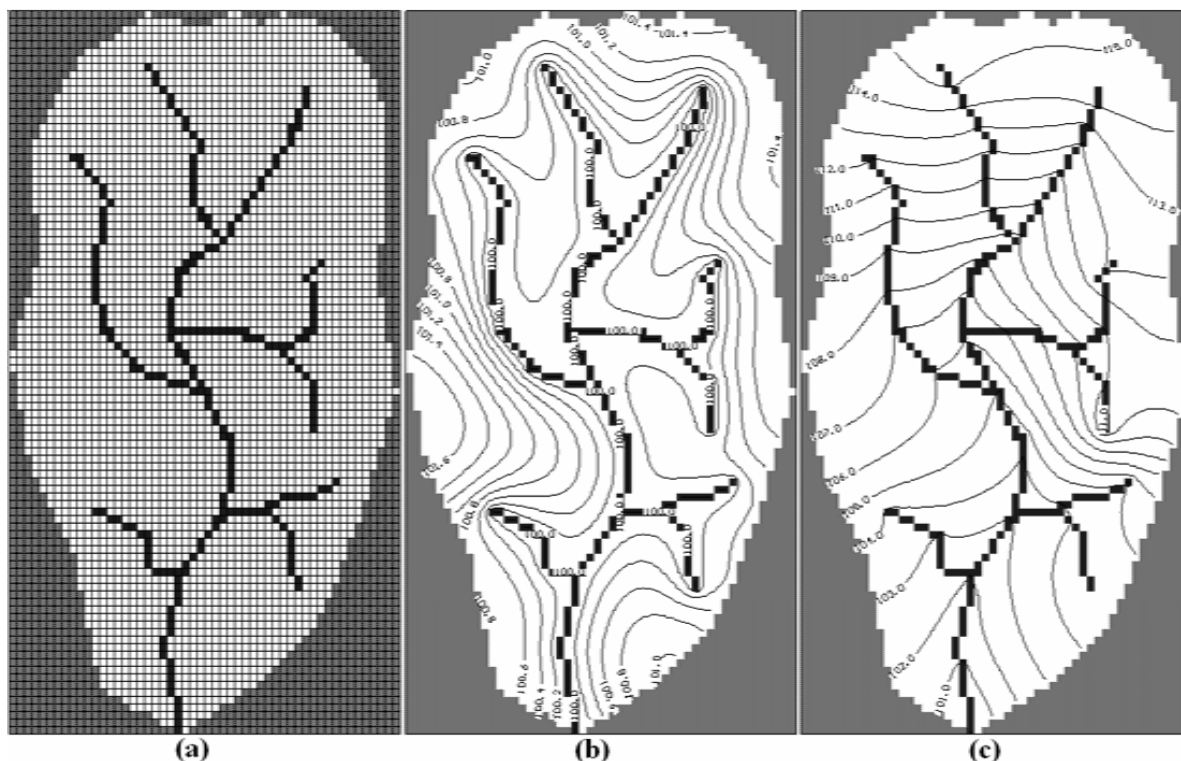


Figura 3. (a) Discretización del acuífero en diferencias finitas, (b) Alturas piezométricas resultados de la simulación en régimen estacionario y lecho del río plano y (c) Alturas piezométricas resultados de la simulación en régimen estacionario y lecho del río inclinado.

Los cálculos de las longitudes promedio de las líneas de corriente (trayectorias) se llevaron a cabo distribuyendo partículas en todo el acuífero y, ejecutando el código MODPATH (Pollock, 1994), se simuló el transporte advectivo para cada partícula y la trayectoria de la línea de flujo asociada. Finalmente, se promediaron las longitudes calculadas para cada trayectoria. Igualmente, se calculó el valor de Γ usando la ecuación [4] (Daniel, 1976). En la Tabla 1 se presentan los resultados obtenidos, tanto para Γ como para α y K_{RI} . Se obtuvo que el uso de la ecuación [4] arroja valores para Γ inferiores a los obtenidos mediante la estimación de las líneas de flujo. Esta situación se hace más desfavorable en el caso en el que se considera la pendiente del lecho del río, en donde las longitudes estimadas son mucho mayores que en el caso plano.

Tabla 2.- Cálculo del índice de recesión, primer exponente y tiempo crítico para diferentes metodologías de cálculo de L y diferentes inclinaciones del lecho del río para conexión perfecta entre el río y el acuífero

MÉTODO DE CÁLCULO	Γ (m)	α (1/días)	K_{RI} (días)	t_c (días)
Densidad de Drenaje	373	0.0177	130	27
Trayectorias- Plano	456	0.0119	194	41
Trayectorias- Pendiente	962	0.0027	863	181

Solución de la parte espacial del método de los autovalores. Se solucionó el problema general de autovalores, presentado en la ecuación [9], para una configuración de diferencias finitas idéntica a la presentada en la Figura 3. En este caso, la solución de dicho problema consiste en un conjunto de 3765 autovalores y sus correspondientes autovectores, los cuales se han calculado empleando un algoritmo numérico de tridiagonalización tipo reducción Householder junto con una factorización QL con desplazamientos implícitos, como se presenta detalladamente en Press *et al.* (1986). Como se deduce de la ecuación [10], para un acuífero lineal la descarga del río al acuífero puede asimilarse como un conjunto de depósitos virtuales conectados que descargan agua exponencialmente de acuerdo con un coeficiente de desagüe dado por los autovalores. Entonces, suponiendo que la hipótesis de Rorabaugh (1964) sigue siendo válida para el caso multidimensional, sólo el depósito correspondiente al primer autovalor sigue descargando agua al río cierto tiempo posterior al último episodio de recarga; así, a

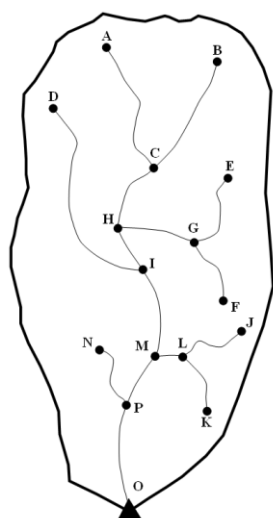
partir de este puede estimarse un coeficiente de recesión, que se presenta en la Tabla 1 para el caso perfectamente conectado. Los valores calculados para α son menores a los correspondientes obtenidos mediante la metodología de Halford y Mayer (ver Tabla 2). Particularmente, en el caso perfectamente conectado, el método de los autovalores proporciona un α que es casi la mitad al obtenido usando la longitud de las trayectorias. Consecuentemente, el valor obtenido K_{RI} es casi el doble, pero en ningún caso los valores obtenidos son comparables con los valores obtenidos de mediciones para cuencas reales con densidad de drenaje similar, como presentan Halford y Mayer (2000), Tabla 2, Pág. 334. Lo anterior se debe a que se ha asumido conectividad perfecta entre el río y el acuífero; es decir, no se tiene en cuenta que, en casos reales, dicha conectividad puede ser imperfecta y muy variable espacialmente.

Tabla 3.- Cálculo del índice de recesión, primer exponente y tiempo crítico para diferentes metodologías de cálculo de L y diferentes inclinaciones del lecho del río para conexión perfecta entre el río y el acuífero

MÉTODO DE CÁLCULO	α (1/días)	K_{RI} (días)	t_c (días)
Autovalores-Conexión perfecta	0.0069	397	83
Autovalores- $C=5000 \text{ m}^2/\text{día}$	0.0067	404	85
Autovalores- $C=500 \text{ m}^2/\text{día}$	0.0055	419	88
Autovalores- $C=50 \text{ m}^2/\text{día}$	0.0040	576	121

Ahora bien, considerando que en los casos reales la conexión entre el río y el acuífero puede no ser perfecta, se obtuvieron autovalores para diferentes grados de conexión entre el río y el acuífero suponiendo que están separados por una capa semi-impermeable con una conductancia, C , cuyo valor se asignó uniformemente para toda la longitud del río. Se consideraron variaciones en su orden de magnitud, empezando por una capa de conductividad alta ($5000 \text{ m}^2/\text{día}$) y terminando con una capa poco conductiva ($50 \text{ m}^2/\text{día}$). De forma análoga al caso perfectamente conectado se presenta el primer autovalor y el índice de recesión estimado con éste. Los valores obtenidos para conectividades imperfectas pueden ser comparables a los presentados por Halford y Mayer (2000), Tabla 2, Pág. 334, para cuencas reales en Estados Unidos. Las estimaciones se realizaron mediante una metodología análoga a la presentada por Altarejos (comunicación personal, 2002), quien reemplazaba los autovalores en la ecuación [1]. Los resultados obtenidos en la simulación se presentan en la Tabla 3. En ellos se observa que, al considerar conexión imperfecta entre el río y el acuífero, los valores del índice de recesión y del tiempo crítico aumentan, lo cual se debe a que la respuesta del sistema a las excitaciones es más lenta.

Solución del problema estacionario asociado al método de los autovalores. Previo a la aplicación del método de los autovalores se debe solucionar el problema de flujo en régimen estacionario con condiciones de contorno del problema originas y acciones externas nulas. Inicialmente se ha resuelto el sistema de ecuaciones $[\Pi]\{\mathbf{u}\}=\{\mathbf{0}\}$ para las alturas piezométricas estacionarias $\{\mathbf{u}\}$ y posteriormente se estiman los caudales de aporte (río ganador) o drenaje (río perdedor) del acuífero al río. Los resultados obtenidos para el río con pendiente variable (se presentan los resultados para una $CV=500 \text{ m}^2/\text{día}$) se presentan en la Figura 4, en la cual se muestran los caudales acumulados estacionarios al final de cada tramo de río y una tabla donde se especifica si el tramo es ganador o perdedor. En el caso del río con pendiente nula, la solución es trivial y nula. De otro lado, en el caso del río con pendiente variable de la Figura 4 se observa que los tramos correspondientes a las cabeceras del río (AC, EG, DI, por ejemplo) son perdedores. El río se va volviendo ganador a medida que se va aguas debajo de la red de drenaje, hasta que los caudales aportados por el acuífero se igualan a los caudales descargados al acuífero, con lo cual el balance se hace nulo a la salida de la cuenca. Este mecanismo de ganancia-perdida en régimen estacionario es muy importante en río con pendiente elevada y ocasiona, como se muestra más adelante, que las pendientes de los hidrogramas a la salida de la cuenca sean diferentes a las pendientes de subcuencas aguas arriba, con lo cual los índices de recesión resultan ser variables a lo largo de la red de drenaje. El patrón obtenido de caudal de aportación-descarga del río al acuífero es similar para todos los casos de conexión entre ellos.



TRAMO	$Q_{acum} [m^3/s]$	TRAMO	$Q_{acum} [m^3/s]$
AC	-0.00703, Pierde	IM	-0.01078, Gana
BC	0.00031, Gana	JL	0.00538, Gana
CH	-0.00139, Gana	KL	-0.00637, Pierde
EG	-0.00500, Pierde	LM	0.00313, Gana
FG	-0.01250, Pierde	MP	-0.00494, Gana
GH	-0.01650, Gana	NP	0.00026, Gana
HI	-0.01601, Gana	PO	0, Gana
DI	-0.00181, Pierde		

Figura 4. Solución del problema estacionario con condiciones de contorno del problema original y acciones externas nulas en términos del caudal acumulado al final de cada tramo de río, para acuífero con conexión parcial y con una conductancia de lecho del río de $500m^2/dís$.

Simulaciones en Régimen Transitorio

Se han simulado hidrogramas de descarga subterránea, usando la serie diaria de recargas en la Figura 2, con el fin de aplicar el método de la curva de recesión bajo diferentes escenarios. Inicialmente se considera la influencia de incluir la pendiente del lecho del río en el caudal de intercambio río-acuífero, en términos del principio de superposición planteado para el método de los autovalores, y posteriormente se analiza en detalle la influencia de considerar la conexión imperfecta del río-acuífero sobre la estimación del índice de recesión a partir de los hidrogramas simulados. Igualmente, se establecieron subcuencas como volúmenes de control para realizar los balances de masa del intercambio parcial río-acuífero y se evalúan hidrogramas parciales de alimentación neta del acuífero al río. Las subcuencas seleccionadas se tomaron en la parte superior (en adelante se le denomina subcuenca superior) e intermedia (en adelante se le denomina subcuenca intermedia) como lo muestra el esquema de la Figura 5. Con base en los resultados obtenidos se discuten algunas características particulares del método del índice de recesión y se discuten los resultados obtenidos a la luz del método de los autovalores.

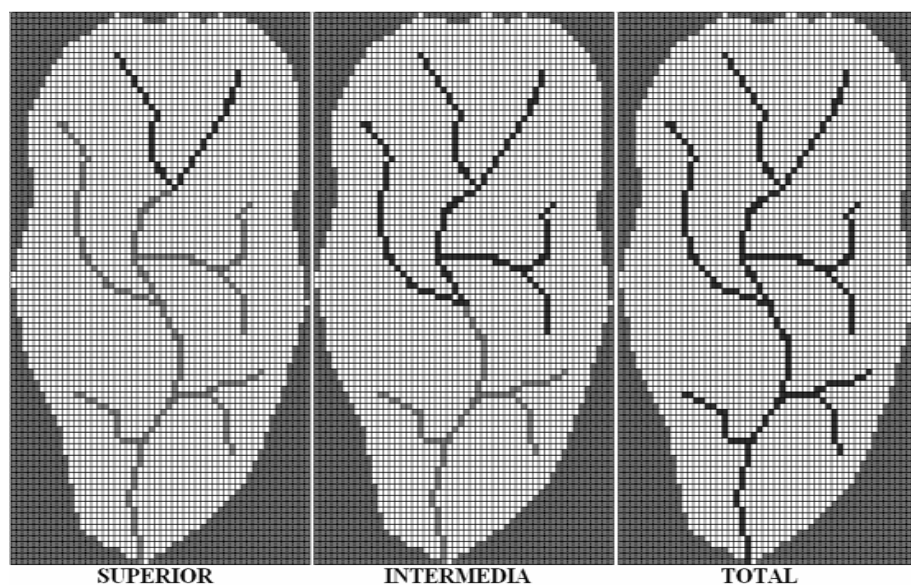


Figura 5. Subcuencas tomadas para evaluar las relaciones río-acuífero en diferentes lugares del acuífero. Las celdas negras en el río representan el borde del volumen de control.

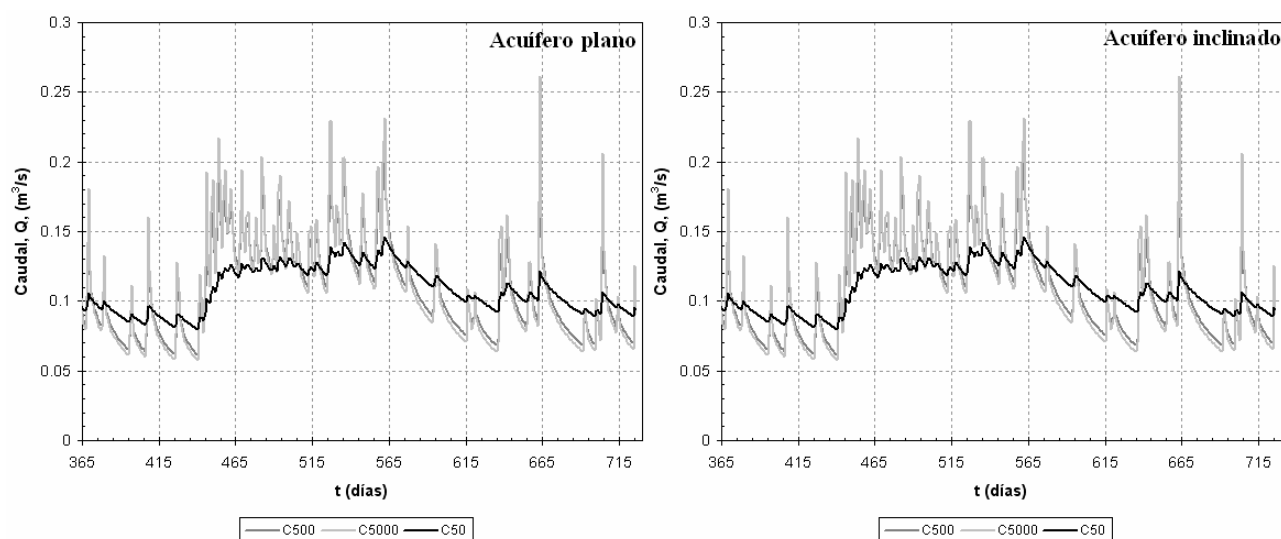


Figura 6. Hidrogramas de intercambio río acuífero a la salida de la cuenca para fondo del cauce del río: plano (izquierda) e inclinado (derecha)

Se realizaron simulaciones de hidrogramas de caudal de intercambio río-acuífero para los casos con lecho del río plano e inclinado con pendiente variable. Los resultados para un año de simulación diaria se presentan en la Figura 6 y corresponden a la totalidad del caudal intercambiado entre el acuífero y el río a la salida de la cuenca, para diferentes condiciones de conexión río-acuífero. Se observa que, sin importar el tipo de conexión río-acuífero, los hidrogramas obtenidos para acuífero inclinado y plano resultan ser idénticos. Lo anterior se debe a que, como se mostró en la sección anterior, para el río inclinado las componentes estacionarias de caudal aportado-descargado por el río se anulan. De esta forma, la respuesta global de intercambio río-acuífero a la salida de la cuenca está controlada por el problema transitorio con condiciones de contorno nulas; es decir, el problema de los autovalores presentado en las ecuaciones [9] y [10]. Esta particularidad en el mecanismo de interacción río-acuífero no ha sido referenciada previamente, debido en parte a que, en general, no se tiene la necesidad de acudir a la aplicación del principio de superposición de la forma planteada por el método de los autovalores.

Influencia de la solución estacionaria en la relación río-acuífero transitoria. En la Figura 7 se presentan los resultados de los hidrogramas de salida para las subcuencas superior (a la izquierda) e intermedia (a la derecha) para el acuífero conectado con un río inclinado y $CV=500 \text{ m}^2/\text{día}$. En ambos casos, la línea negra representa el caudal de intercambio total entre el río y el acuífero, mientras que la línea gris representan las componentes transitoria y la línea roja la estacionaria de la solución total. A partir del esquema de superposición planteado para obtener la solución del método de los autovalores, junto con el hecho, previamente comentado, de que los hidrogramas simulados a la salida de la cuenca son idénticos para los casos de río plano e inclinado, se puede comentar que:

En el caso en el cual el lecho es plano, la totalidad de la longitud del río conectado con el acuífero es ganador, puesto que la solución componente estacionaria es trivial y nula, con lo cual no tiene ningún efecto sobre la solución final (ver Figura 6).

En el caso de lecho del río inclinado, el efecto de aplicar el principio de superposición entre las soluciones estacionarias y transitorias es que el caudal aportado por efecto de la recarga sobre el acuífero obtenido con condiciones de contorno nulas, es decir, como si el río fuera plano, se ve disminuido por el efecto de la descarga estacionaria en los tramos superiores del río. Aguas abajo en el cauce principal (tramo AO de la Figura 4), el efecto de las pérdidas del río se hace menos notorio puesto que la componente estacionaria de aporte al río por parte del acuífero aumenta. Lo anterior se observa claramente en la Figura 7, en la cual se ve que para la subcuenca superior existe un mayor

porcentaje de caudal estacionario descargado del río al acuífero que la correspondiente para la subcuenca intermedia.

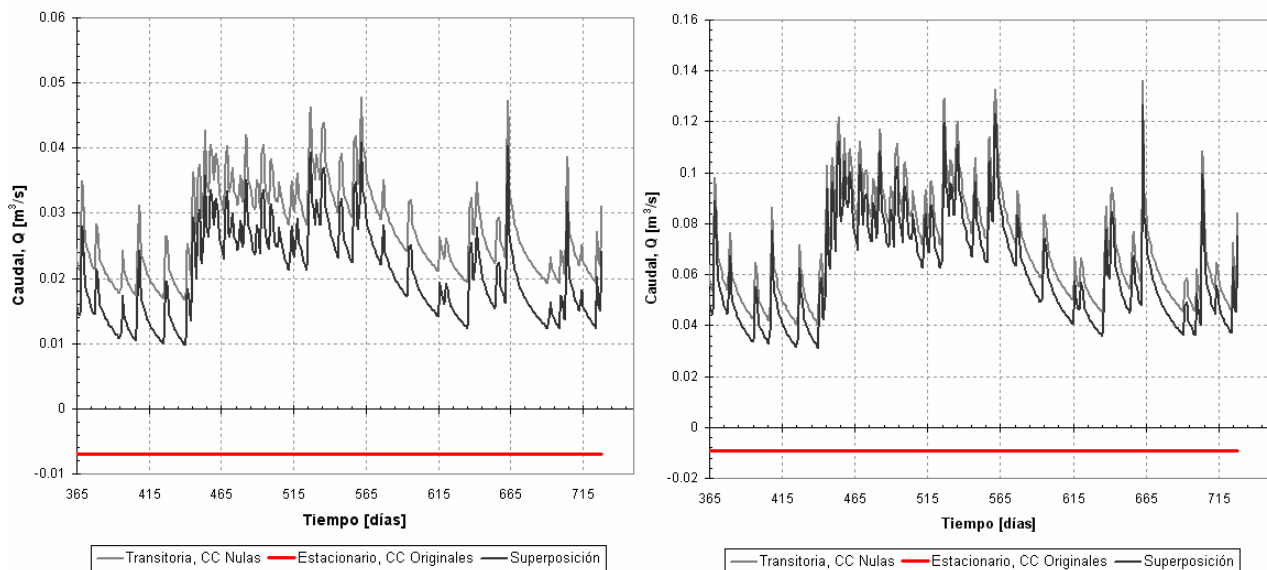


Figura 7. Resultados de aplicar el principio de superposición para los hidrogramas de intercambio de las cuencas superior (izquierda) e intermedia (derecha) considerando una conductancia de $CV=500 \text{ m}^2/\text{día}$

En la figura 7 se observa que la solución estacionaria arroja un valor constante de caudal negativo en el caso de las subcuencas superior e intermedia. La consideración de dicha descarga ocasiona un cambio en las pendientes de los hidrogramas intermedios con respecto al de la cuenca a la salida. La magnitud de las descargas intermedias del río depende fuertemente de la configuración geométrica de la red de drenaje de la cuenca y de su pendiente. Los tramos iniciales de los canales se han identificado como exclusivamente perdedores, mientras que algunos tramos intermedios del río son ganadores y otros perdedores. Cerca de la salida de la cuenca, todos los tramos resultan ser ganadores. La solución del problema transitorio con condiciones de contorno nulas, ecuación [9], proporciona los parámetros necesarios para caracterizar la descarga temporal del acuífero puesto que se asimilan a coeficientes de descarga obtenidos mediante procedimientos matemáticos asociados con la solución de la ecuación de flujo subterráneo, sin requerir ningún tipo de consideración previo y sin ningún tipo de juicio experto asociado.

La estimación de las recesiones en acuíferos conectados con ríos perennes muy inclinados debe tratarse dividiendo los componentes en: (i) transitorio, para evaluar la dinámica de recesión cuando ha pasado un tiempo largo desde el último episodio de recarga y (ii) estacionaria, para evaluar la componente residual dada por la dinámica de flujo estacionaria cuando no hay acciones externas actuando sobre el acuífero. Al emplear el método del índice de recesión en un río inclinado se obtiene que α varía a lo largo de la red de drenaje (ver Tabla 3) puesto que dependen del hidrograma, el cual es diferente para subcuenca de análisis (ver Figura 8), y difiere del hidrograma total a la salida. Así, las inconsistencias en las estimaciones de los diferentes parámetros de recesión para simulaciones diferenciando entre acuíferos planos e inclinados, sobre los cuales actúan las mismas acciones externas, están generadas por el artificio de tratar de representar un problema multidimensional de forma unidimensional. Dada la configuración geométrica de un acuífero, el conjunto de autovalores calculados para estimar los aportes o drenajes de la cuenca debería ser el mismo para río plano o inclinado, como lo propone el método de los autovalores.

Variación de las conductancias del lecho del río. Se realizaron simulaciones en régimen transitorio para el acuífero modificando las conductancias del lecho del acuífero para cada una de las tres subcuencas presentadas en la Figura 5. Los valores utilizados para fines de simulación fueron de 5000, 500 y $50 \text{ m}^2/\text{día}$, obteniéndose los hidrogramas de flujo base que se muestran en la Figura 8. En ella se

consignan los hidrogramas simulados para el acuífero plano, en la columna izquierda, y para el inclinado, en la columna derecha. En todos ellos, la línea negra corresponde al intercambio total de caudal río-acuífero a lo largo de toda la red de drenaje, mientras que las líneas grises gruesa y delgada corresponden a la cuenca intermedia e inferior, respectivamente. Usando cada uno de los hidrogramas simulados se estimaron los primeros autovalores realizando un ajuste lineal de los períodos de recesión en un papel semi-logarítmico, calculando la pendiente asociada a cada ajuste y obteniendo un valor promedio de dicha pendiente, que correspondería al valor de α . Los resultados se presentan en la Tabla 4, para cada una de las subcuencas de análisis. Comparando dichos valores con los obtenidos mediante el método de los autovalores, ecuación [9] (Tabla 2), se notan las grandes diferencias. Para la conexión perfecta y acuífero plano se tiene un valor de casi el doble y a medida que la conectividad entre río y acuífero disminuye, esta característica se hace más notoria.

Tabla 4.- Cálculo del índice de recesión, primer exponente (autovalor) y tiempo crítico para diferentes casos de inclinación del lecho y diferentes tipos de conexión río-acuífero

Subcuenca	Río plano				Río inclinado			
	Nivel impuesto	C=5000 [m ² /días]	C=500 [m ² /días]	C=50 [m ² /días]	Nivel impuesto	C=5000 [m ² /días]	C=500 [m ² /días]	C=50 [m ² /días]
Superior	0.0183	0.0182	0.0168	0.0070	0.0292	0.0290	0.0262	0.0096
Intermedia	0.0219	0.0218	0.0207	0.0088	0.0372	0.0368	0.0306	0.0102
Toda	0.0226	0.0224	0.0212	0.0091	0.0236	0.0237	0.0218	0.0092

Igualmente, utilizando el método de la curva de recesión se obtienen diferentes valores de α para cada subcuenca empleando los mismos parámetros de conexión río-acuífero. Se tiene entonces que, según el método del índice de recesión, para cada subcuenca el mecanismo de interacción entre el río y el acuífero se realiza de forma diferente a pesar de que se haya realizado simulaciones con parámetros uniformes espacialmente. El método de la curva de recesión se usa para estimar el flujo base asumiendo que la conexión entre el río y el acuífero es perfecta, lo cual no es cierto en la mayoría de los acuíferos reales. Para ilustrar las diferencias que se pueden obtener en la estimación de α se ha aplicado dicho método a los hidrogramas obtenidos mediante simulaciones considerando diferentes niveles de conexión río-acuífero. Como se observa en la Figura 8 se obtienen diferentes inclinaciones del hidrogramas en la recesión, lo cual se traduce en diferentes valores α presentados en la Tabla 4. En general, se observa que los valores de α disminuyen a medida que la conductancia del río disminuye, lo cual se debe a que el lecho confinante del río deja pasar menos agua hacia el canal a medida que dicho valor decrece. Igualmente, la reacción del sistema en relación con el caudal detraído del río en los episodios de recarga es menor, como se observa comparando los caudales pico detraídos en la Figura 7 para C=5000 m²/día y C=50 m²/día, para los cuales se obtienen valores de 0.28 m³/s y 0.15 m³/s, respectivamente. Si se comparan los valores de α para los diferentes niveles de conexión río-acuífero, presentados en las Tablas 2, 3 y 4, se observa que los valores obtenidos difieren bastante de los correspondientes a la conexión perfecta río-acuífero, que es la hipótesis original de Rorabaugh (1964). En los casos prácticos, entonces, el uso del método de la curva de recesión estima parámetros de descarga del acuífero basados en condiciones perfectas, por lo cual los valores del índice de recesión son subestimados. Igualmente, en acuíferos en los cuales los episodios de recarga son frecuentes, no se tendrán rachas suficientes para llegar a representar un período de recesión real, con lo cual los valores de α serán, nuevamente, sobrestimados.

CONCLUSIONES

Se han analizado tres métodos para caracterizar las detracciones del acuífero al río en períodos de recesión: (i) el método de la curva de recesión, (ii) el método de Halford y Mayer (2002) y (iii) el método de los autovalores. Los resultados obtenidos muestran que los valores de los parámetros que caracterizan la descarga del acuífero (K_{RI} , t_c y primer autovalor, α , ecuación [1]) son subestimados

mediante los dos primeros métodos debido a que ellos intentan dar una solución analítica unidimensional a un problema que es multidimensional y no consideran los niveles de conexión reales que se presentan entre el río y el acuífero.

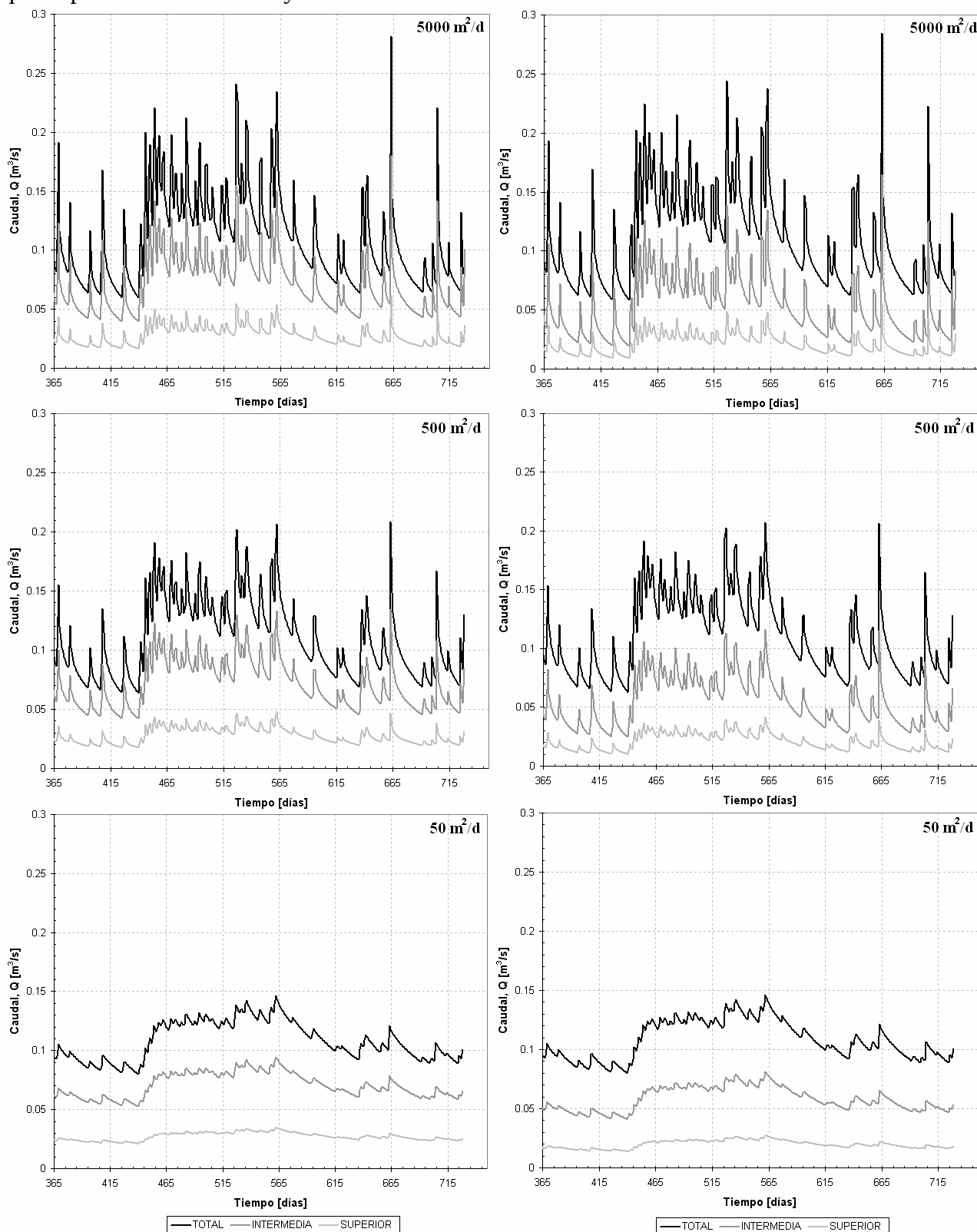


Figura 8. Simulación del caudal de intercambio río acuífero en la cuenca, la subcuenca superior y la subcuenca intermedia, para diferentes niveles de conexión río-acuífer. Gráficos a la izquierda corresponden al caso con pendiente del río nula, mientras los de la derecha corresponden al río inclinado..

Igualmente, se verificó la gran influencia que puede tener la componente estacionaria de la solución del problema en el caso de un río inclinado, puesto que ella puede modificar en gran medida la

pendiente del hidrogramas y llevar a obtener valores irreales de K_{RI} . También se verificó que, en general, para ríos inclinados la componente estacionaria hace que el río sea perdedor en tramos superiores, mientras que, aguas abajo, se convierte en ganador.

En un caso real, donde la transmisividad del acuífero y el nivel de conexión de éste con el río, dado por su conductancia, son heterogéneos espacialmente, los parámetros de flujo del río calculados mediante el método del índice de recesión puede llegar a ser bastante subestimados. El anterior problema se acrecienta en zonas donde la recarga por lluvia es elevada y, en general, no se disponen de hidrogramas donde se pueda extraer períodos de recesión lo suficientemente largos. Igualmente, se ha presentado una solución alternativa de la ecuación de flujo subterráneo usando el método de los autovalores con el fin de dar una perspectiva diferente al problema de analizar las recesiones en una cuenca conectada con un acuífero lineal. Los resultados presentados surgen como una primera aproximación al análisis de los caudales aportados o descargados del río en épocas de recesión en la cuenca y surge como una herramienta potencialmente efectiva en los casos en los cuales se presente alta variabilidad espacial de los parámetros del acuífero y en la conexión río-acuífero.

AGRADECIMIENTOS

Los doctorandos que participaron en este trabajo agradecen a la Universidad Politécnica de Valencia y COLCIENCIAS por el apoyo económico.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Altarejos, L.A (2002) “El método de los autovalores en la estimación del índice de recesión”. *Informe de curso de doctorado, Universidad Politécnica de Valencia*.

Andreu, J. y Sahuquillo, A. (1987) “Efficient aquifer simulation in complex systems”. *Journal of Water Resources Planning and Management*, Vol. 113, No. 1, 110-129.

Daniel, J.F. (1976). “Estimating ground-water evapotranspiration from stream flow records” *Water Resources Research*, Vol. 12, No 3, 360-364.

Halford, K.J. and Mayer, G.C. (2000). “Problems associated with estimating ground water discharge and recharge from stream-discharge records” *Groundwater*, Vol 38, No. 3, 331-342.

McDonald, M.G. and Harbaugh, A.W. (1988). *A Modular Three-Dimensional Finite-Difference Ground-Water Flow Model*. U.S. Geological Survey techniques for water resources investigations. Book 6, chapter A1.

Pollock, D.W. (1994) *User'S Guide For MODPATH/MODPATH-PLOT, Version 3: A Particle Tracking Post Processing Package For MODFLOW*, U.S. Geological Survey Finite-Differences Ground-Water Flow Model. USGS Open-file Report 94-464.

Press, W.H., Teukolsky, S.A., Vetterling, W.T. and Flannery, B.P. (1986) *Numerical Recipes in FORTRAN 77: The Art Of Scientific Computing*. Cambridge University Press.

Pulido-Velázquez, D. (2005) *Solución De No Linealidades En La Aplicación Del Método De Autovalores Para La Simulación De Sistemas De Uso Conjunto. Extensión a Acuíferos No Confinados*. Disertación Doctoral, Universidad Politécnica de Valencia.

Pulido-Velázquez, M.A., Sahuquillo-Herraiz, A., Ochoa-Rivera, J.C. and Pulido-Velázquez, D. (2005) “Modelling of stream-aquifer interaction: the embedded multireservoir model”. *Journal Of Hydrology*, 313, 166-181

Rorabaugh, M.I. (1964). “Estimating changes in bank storage and groundwater contribution to stream flow” *International Association of Scientific Hydrology*, Publication 63, 432-441.

Rorabaugh, M.I. and Simmons, W.D. (1964). *Exploration Of Methods Relating Ground Water To Surface Water, Columbia River Basin, Second Phase*. USGS open-file Report

- Rutledge, A.T.** (1993). *Computer Programs For Describing Recession Of Ground-Water Discharge For Estimating Mean Ground-Water Recharge And Discharge From Streamflow Records*. USGS WRI 93-4121.
- Sahuquillo, A.** (1983a). "An eigenvalue numerical technique for solving unsteady linear groundwater model continuously in time" *Water Resources Research*, Vol. 19, No 1, 97-93.
- Sahuquillo, A.** (1983b) "Modelos pluricelulares englobados" En: Utilización Conjunta de Aguas Subterráneas, B4. Ser. Geol. De obras Públicas y Universidad Politécnica de Valencia, pp. 1-7.
- Sahuquillo, A. and Andreu, J.** (1988) "The eigenvalues approach for solving linear groundwater flow problems" *Groundwater Flow and Quality Modelling*, 151-164.
- Sahuquillo, A., Cassiraga, E., Solera, A. y Murillo J.M.** (2010) Modelos De Uso Conjunto De Aguas Superficiales Y Subterráneas. *Pub. Del Instituto Geológico y Minero de España (IGME)*. En prensa.

ENROCADO DE PROTECCIÓN PARA GRUPOS DE PILAS: DIMENSIONADO EN PLANTA Y PROPUESTA EXPERIMENTAL ALTERNATIVA.

Christian Chreties, Gonzalo Simarro y Luis Teixeira.

Instituto de Mecánica de los Fluidos e Ingeniería Ambiental (IMFIA), Universidad de la República, Uruguay.

Departamento de Ingeniería Civil y de la Edificación, Universidad de Castilla-La Mancha, España.

chreties@fing.edu.uy, gonzalo.simarro@uclm.es, luistei@fing.edu.uy.

RESUMEN:

En este trabajo se presentan y analizan nuevos datos experimentales sobre las dimensiones en planta de enrocados de protección para grupos de pilas, necesarios para evitar la forma de fallo de borde. La campaña experimental se basó en un análisis dimensional de las variables que intervienen en el problema. Los resultados muestran que para la configuración de grupo de pilas ensayada, en condiciones de aguas claras, la extensión mínima del enrocado de protección que evita la falla por borde, se obtiene haciendo que $w=d$, donde w es la extensión del manto medida desde el exterior de las pilas y d el diámetro de pila. Por otro lado, se propone y verifica una metodología alternativa para el estudio experimental del tipo de fallo por borde en grupo de pilas, mediante la cual se logran disminuir significativamente los tiempos de ensayo requeridos en relación a la metodología habitual (pasando de varios días a algunas horas), a la vez que se obtienen resultados muy similares para el dimensionado de la protección. Como línea futura de trabajo se identifica el interés de ampliar la aplicabilidad del método a otras geometrías de grupos de pilas.

ABSTRACT:

In this paper we present and analyze new experimental data on riprap mattresses plan dimensions for pile group protection against edge failure. The experimental campaign is based on a dimensional analysis background. The results show that for the pile groups tested, the minimum extent w for the riprap mattress to avoid edge failure must be obtained through the expression $w = d$, where d is the individual piles diameter. On the other hand, we propose and verify an alternative methodology for the experimental study of edge failure in pile groups, which significantly reduces the duration of the tests (from several days to few hours) and yielding similar results.

PALABRAS CLAVE:

Grupos de pilas de puentes, Enrocado de protección, Metodología experimental.

INTRODUCCIÓN

Debido a razones hidráulicas, geotécnicas y económicas, son cada vez más los casos donde las fundaciones de los puentes se proyectan y construyen mediante grupos de pilas (Coleman, 2005, Ataie-Ashtiani, 2006). Estos grupos de pilas sostienen mediante un cabezal (“pile cap”) cada uno de los pilares (“pier column”) del puente. Las características del proceso erosivo alrededor de estas estructuras varían de acuerdo a la posición relativa entre la misma (pila, cabezal y grupo de pilas) y el nivel de agua y del lecho. En la Figura 1 se presenta la clasificación de las configuraciones posibles propuesta por Coleman (2005).

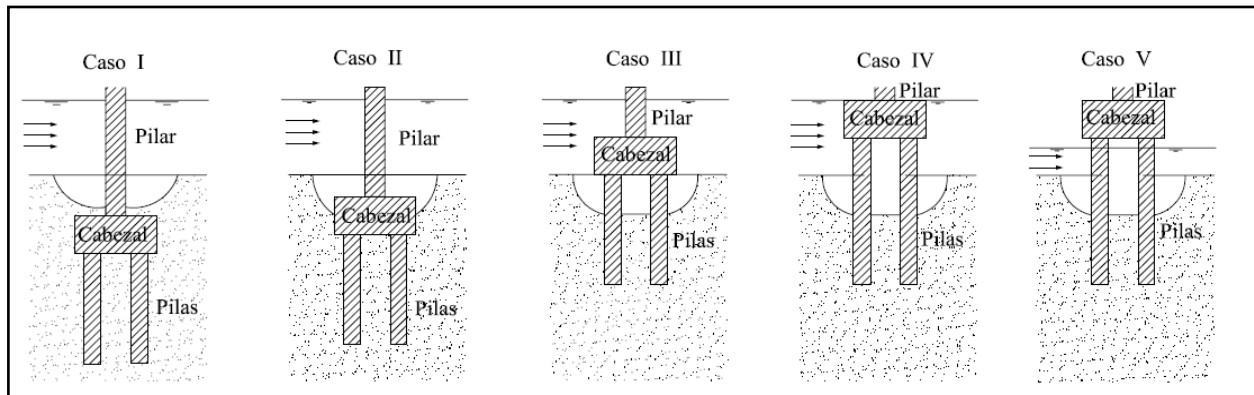


Figura 1.- Clasificación de configuraciones de acuerdo con Coleman (2005).

Los mecanismos de socavación alrededor de un grupo de pilas revisten mayor complejidad que en el caso de pilas aisladas debido a la interacción de los efectos de las pilas del grupo (efecto de grupo). De acuerdo a Sumer (2002), cuando un grupo de pilas está expuesto a la acción del flujo, se identifican dos patrones de socavación: a) el fenómeno de erosión local alrededor de cada pila individual, y b) un fenómeno de erosión global que afecta a toda el área alrededor del grupo, que se manifiesta como un descenso general del nivel del lecho alrededor del grupo. La separación entre ejes de las pilas del grupo juega un papel central a la hora de establecer el potencial de erosión correspondiente al efecto de grupo. En tal sentido, separaciones pequeñas entre ejes de pilas provocan efectos de grupo importantes, mientras que separaciones entre los ejes superiores a 4 veces el diámetro de pila determinan efectos de grupo despreciables de acuerdo a los datos experimentales presentados por Ataie-Ashtiani (2006).

Contrariamente a lo que sucede para el caso de pilas simples, donde se ha venido investigando y publicando resultados desde los años 1950 (Melville and Coleman, 2000), el conocimiento sobre pilas complejas y grupos de pilas es comparativamente menor. En cuanto a la erosión alrededor de grupos, un trabajo pionero es el de Hannah (1978), mientras que la gran mayoría de los trabajos restantes fueron desarrollados en los últimos 15 años: p.e.: Coleman (2005); Ataie-Ashtiani (2006). Respecto a protección en grupos, es aún menor el conocimiento, pudiendo citarse los trabajos de Vittal (1994) y Zarrati (2006), aunque ninguno de ellos estudia protecciones mediante enrocado.

Asumiendo que es posible identificar, en el caso de grupos de pilas, los mismos mecanismos de fallo de enrocados de protección correspondientes a pilas individuales y estribos, se puede decir que existen cuatro mecanismos básicos de falla: 1) de corte (“shear failure”), 2) de borde (“edge failure”), 3) por formas de fondo (“bed form undermining”), y 4) por tubificación (“winnowing failure”). La falla de corte ocurre cuando los elementos del enrocado no tienen peso suficiente para resistir el inicio de movimiento provocado por el flujo. La falla de borde ocurre cuando los elementos del enrocado caen dentro del foso de erosión desarrollado alrededor de la protección; estando directamente vinculado a la extensión en planta de la propia protección (manto). El tercer modo de fallo ocurre cuando los elementos de la protección se desestabilizan y mueven debido al pasaje de las formas de fondo a

través del enrocado. Esto último ocurre solamente en algunos casos bajo lecho vivo y puede evitarse colocando la protección de enrocado por debajo de la cota mínima esperada de las formas de fondo. El cuarto modo de fallo ocurre por falta de gradación entre el diámetro del enrocado y el diámetro del material del lecho, provocando el “lavado” del material del lecho entre las piezas de enrocado. Este modo de fallo puede evitarse colocando filtros entre el sedimento del lecho y el enrocado de protección. Los ensayos relativos al mecanismo de fallo por borde requieren alcanzar las dimensiones máximas de la fosa de erosión para estudiar la ocurrencia o no del fallo. La metodología habitual de ensayo para este caso, consiste en fijar condiciones hidrodinámicas tales que la intensidad de flujo “I” sea próxima, pero inferior, a 1 (aguas claras) para el material del lecho no protegido, dejando evolucionar la erosión hasta que la fosa alcance dimensiones de equilibrio. Esto implica tiempos de ensayo muy largos (días/semanas), debido al carácter asintótico del proceso erosivo.

Los objetivos del trabajo son: 1) presentar y analizar nuevos datos experimentales sobre las dimensiones en planta de enrocados de protección para grupos de pilas. 2) proponer y verificar una metodología alternativa para el estudio experimental del modo de fallo por borde en grupo de pilas que permita disminuir significativamente los tiempos de ensayo requeridos.

ANÁLISIS DIMENSIONAL Y METODOLOGÍA

Fue realizado en primer término un análisis dimensional de las variables que intervienen en el fenómeno de erosión alrededor del grupo de pilas, así como en el dimensionado en planta de la protección de enrocado. En base a ello se estableció el plan de ensayos para cumplir con los dos objetivos planteados.

Tres parámetros adimensionales se agregan a los utilizados en el caso de la pila individual, para cuantificar la erosión: la separación entre pilas relativa al diámetro de pila ($G = l/d$), el número de pilas en la dirección del flujo (n) y el número de pilas en la dirección perpendicular al flujo (m), asumiendo que el flujo es perpendicular a la estructura (Figura 2). Asumiendo que los efectos viscosos alrededor del grupo de pilas son despreciables, la profundidad de erosión de equilibrio puede escribirse como una función de:

$$d_{se} = f(u, h, \rho, \rho_s, d_{50}, d, b, g, G, m, n) \quad [1]$$

donde f debe entenderse como una función general, u y h son respectivamente la velocidad media y el calado del flujo en la zona no-perturbada, b el ancho del canal, g la aceleración de la gravedad, d_{50} el tamaño medio del sedimento del lecho, ρ y ρ_s las densidades del agua y del sedimento del lecho. Aplicando análisis dimensional sobre la Ec. [1] puede obtenerse la Ec. [2]. Realizando un desarrollo análogo para el ancho de protección, w , necesario para que no se produzca fallo de borde y considerando que esta no depende del tamaño del sedimento del enrocado, d_{r50} (Cardoso et al., 2010), se obtiene la Ec. [3].

$$\frac{d_{se}}{d} = f\left(\frac{h}{d}, \frac{\rho_s}{\rho}, \frac{d_{50}}{d}, \frac{d}{b}, \frac{u^2}{gd_{50}}, G, m, n\right) \quad [2]$$

$$\frac{w}{d} = f\left(\frac{h}{d}, \frac{\rho_s}{\rho}, \frac{d_{50}}{d}, \frac{d}{b}, \frac{u^2}{gd_{50}}, G, m, n\right) \quad [3]$$

Manteniendo las variables: d , b , d_{50} , ρ y ρ_s constantes durante los ensayos y asumiendo que el grupo adimensional representante de la velocidad (Froude sedimentométrico) puede ser sustituido por la intensidad de flujo I (cociente entre la velocidad media en la zona no perturbada y la velocidad de inicio del movimiento), la Ec. [3] puede transformarse en:

$$\frac{w}{d} = f\left(\frac{h}{d}, I, G, m, n\right) \quad [4]$$

En base a la Ec. [4], se planificará el procedimiento experimental, sobre la base de ensayos a un único grupo de pilas:

PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL

Los ensayos se realizaron en el laboratorio de hidráulica fluvial de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos de la Universidad de Castilla -La Mancha, España. Específicamente, se utilizó un canal de pendiente variable de 30 m de longitud, 75 cm de ancho y 60 cm. de altura de trabajo especialmente diseñado para estudios de erosión local en estructuras fluviales. En la parte central del canal (20 m aguas abajo del comienzo del mismo), donde se ubica la estructura a estudiar, la profundidad del canal es mayor a los efectos de analizar el fenómeno de erosión local. Dicha instalación está equipada con un sistema de alimentación y recirculación de sedimento controlado por un PLC central.

Se utilizó un grupo de pilas construido en PVC y relleno de cemento a efectos de asegurar la estabilidad estructural de la pieza. El diámetro individual de las pilas es 6.3 cm., la separación $G=3$, el número de pilas en dirección al flujo $n=2$ y el número de pilas ortogonales al flujo $m=3$, como se presenta en la Figura 2. El nivel de agua se sitúa por debajo del cabezal y de acuerdo a la separación $G=3$, el efecto de grupo es no-despreciable en el proceso erosivo (Ataie-Ashtiani, 2006). El lecho del canal está constituido por una capa de sedimento de arena de cuarzo cuya densidad es $\rho_s = 2.650 \text{ kg/m}^3$, no cohesivo, de 1.60 mm. de tamaño medio y dispersión granulométrica $\sigma_g = 1.16$, por lo cual puede considerarse sedimento de granulometría uniforme ($\sigma_g < 1.3$).

La protección implementada consistió en la colocación de un enrocado de grava cuyo diámetro medio dr_{50} es de 16 mm, colocado hasta una distancia w alrededor del grupo de pilas, como se indica en la Figura 2. Este tamaño medio de enrocado de protección fue determinado para evitar el modo de fallo por corte (Shear). Se utilizó un filtro sintético flexible entre el lecho de arena y el enrocado de protección, a los efectos de evitar el fallo por tubificación (Winnowing). El espesor del enrocado se fijó igual a tres veces el diámetro medio dr_{50} , coincidiendo el nivel superior del manto con el nivel del sedimento del lecho. Todas estas medidas aseguraron que el único tipo de fallo ocurrido en los ensayos (tanto para ensayos aplicando la metodología habitual como para ensayos utilizando la metodología propuesta) fue el fallo por borde (Edge).

Para cada configuración en planta (w), el volumen de enrocado fue calculado asumiendo que el manto tiene una profundidad $t = 3dr_{50}$ y la extensión en planta indicada en la Figura 2. La colocación de los elementos de enrocado se realizó introduciendo verticalmente en el lecho de arena una placa metálica de 1 mm de espesor, siguiendo el perímetro externo del manto de enrocado (w). Seguidamente se removió el volumen de sedimento dentro del recinto limitado por la placa, el cual fue relleno manualmente con los elemento del enrocado. Finalmente se verifica que el volumen de enrocado calculado previamente haya completado el volumen de arena removido asegurando el mismo nivel entre el enrocado y el sedimento de los alrededores.

En todos los ensayos realizados, la fila de enrocado ubicada junto al perímetro de cada una de las seis pilas, fue pintada de otro color en relación al resto del enrocado. Esto permitió visualizar con claridad si la falla de borde alcanzaba alguna de las pilas del grupo durante cada ensayo.

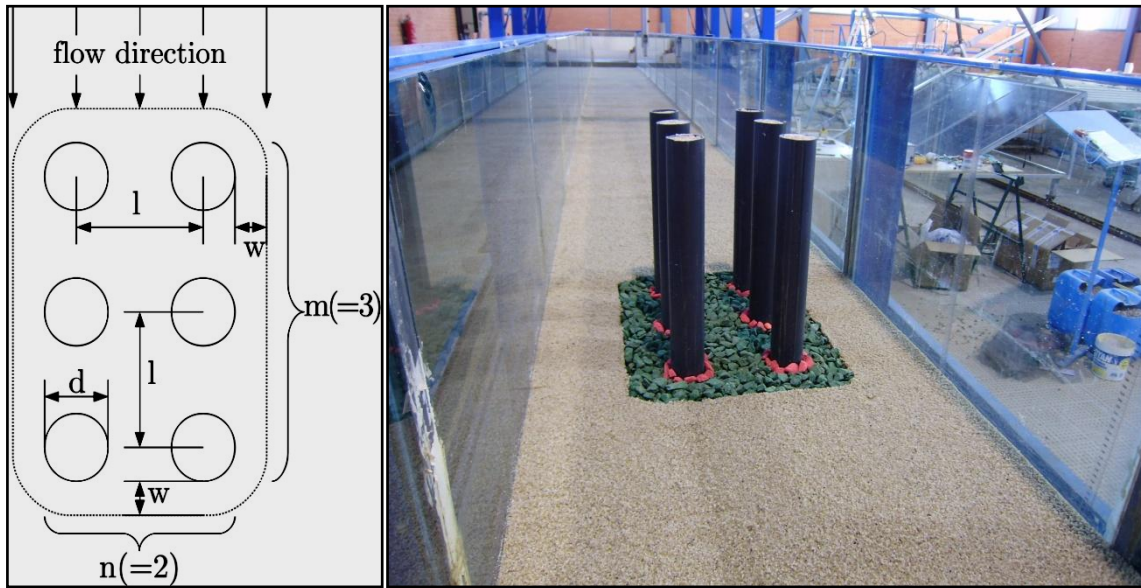


Figura 2.- Configuración del grupo de pilas analizado.

Una vez preparada la configuración a ensayar (manto de protección), se procede a llenar lentamente el canal. El caudal circulante es controlado utilizando caudalímetros electromagnéticos, cuya precisión es de 1.1 %, mientras que el calado en el canal es controlado mediante una compuerta abatible ubicada aguas abajo. La profundidad de erosión fue medida utilizando limnómetros de precisión de 0.1 mm de resolución, luego de 1, 2, 5, 7.5, 10, 15, 20, 30, 45, 60 minutos a partir del comienzo del ensayo y posteriormente cada 30 minutos hasta el final del ensayo. Los experimentos se extendieron (final del ensayo) hasta que: o bien ocurre falla de borde, o bien se satisface la condición de equilibrio propuesta por Melville (Melville, 1999): el incremento de la profundidad de erosión en 24 horas resulta inferior al 5% del diámetro de pila. A los efectos de definir experimentalmente en que situación ocurre la falla de borde de la protección se siguió la propuesta de Cardoso (Cardoso, 2009). Dicho criterio consiste en identificar como falla de borde cuando al menos un elemento de enrocado situado originalmente en el perímetro de pila, cae dentro del foso. En la Figura 3 (Izq.) se presenta la configuración de la protección previa al comienzo del ensayo, mientras que en la Figura 3 (Der.) se presenta una situación de falla de borde. En este caso (Figura 3 Der.), la extensión del manto (w) resulta insuficiente para prevenir la falla de borde.



Figura 3.- Disposición del manto de protección en los experimentos. Izquierda: Configuración del manto previo al comienzo del ensayo. Derecha: Fallo de borde.

Todos los ensayos se realizaron utilizando el grupo de pilas indicado en la Figura 2, con lo cual la Ec. [4] se transforma en:

$$\frac{w}{d} = f\left(\frac{h}{d}, I\right) \quad [5]$$

En base a la Ec. [5], se realizaron por un lado ensayos habituales con Intensidad de flujo igual a 1 (agua clara) y por otro, ensayos en condiciones de lecho vivo con intensidad de flujo igual a 1.3, totalizando 12 ensayos donde para cada calado relativo (h/d) se determinó la extensión del mando relativa (w/d) mínima necesario que evita el descalce del grupo de pilas (falla de borde).

RESULTADOS EXPERIMENTALES Y DISCUSIÓN

En la Tabla 1, se presentan los resultados experimentales obtenidos para el dimensionado del ancho de la protección en los casos de aguas claras (I=1) y lecho vivo (I=1.3). Además del ancho de la protección (w/d) obtenido en cada ensayo, se presenta el tiempo total del ensayo tanto en los casos donde ocurrió falla de borde (Falla) como en los casos donde la extensión del manto fue suficiente (Estable). Como se observa, para el rango de calados estudiado, el propio calado relativo h/d no incide significativamente en los resultados del ancho de protección, tanto en el caso de I=1 como para I= 1.3. Por lo tanto la expresión [5] puede aproximarse a:

$$\frac{w}{d} = f(I) \quad [6]$$

Tabla 1.- Resultados experimentales para dimensionado del ancho de la protección w/d.

I	h/d	w/d	Tiempo de ensayo (hs)	Resultado
1.3	2.5	1.27	24	Estable
1.3	2.5	1.11	24	Estable
1.3	2.5	0.95	4	Falla
1.3	2	1.11	24	Estable
1.3	2	0.95	19	Falla
1.3	1.5	1.11	24	Estable
1.3	1.5	0.95	24	Estable
1.3	1.5	0.79	5	Falla
1	2.0	0.95	120	Estable
1	2.0	0.79	24	Falla
1	2.5	0.95	117	Estable
1	2.5	0.79	68	Falla

Considerando en primera instancia los ensayos habituales (i.e: I=1), la expresión [6] se transforma en w/d=k, donde k es un valor constante, fijada la geometría del grupo. Esta formulación es similar a las correspondientes a pilas aisladas (Tabla 2).

Tabla 2.- Valores de k=w/d para pilas aisladas según referencias bibliográficas.

Referencia	k= w/d
Breusers et al. (1977)	2.0
Parola et al. (1996)	0.5
Lauchlan (1999)	1.0-1.5
Melville and Coleman (2000)	1.0-1.5

Los experimentos presentados en la Tabla 1 con intensidad de flujo $I=1$ (metodología habitual) implicaron duraciones de ensayos de varios días, especialmente en los casos donde no ocurre falla de borde. A efectos de disminuir este tiempo de ensayo, se propone como alternativa realizar los ensayos en condiciones de lecho vivo, manteniendo intensidades de flujo bajas, por ejemplo 1.3. De esta forma, el proceso erosivo se desarrolla con mucha mayor velocidad que para aguas claras, a la vez que se verifica la no existencia, para esa intensidad, de flujo de fallo por formas de fondo.

La Tabla 1 y la Figura 4 permiten verificar que los resultados de ancho de protección (w/d) con el método propuesto son similares a los obtenidos con el método habitual.

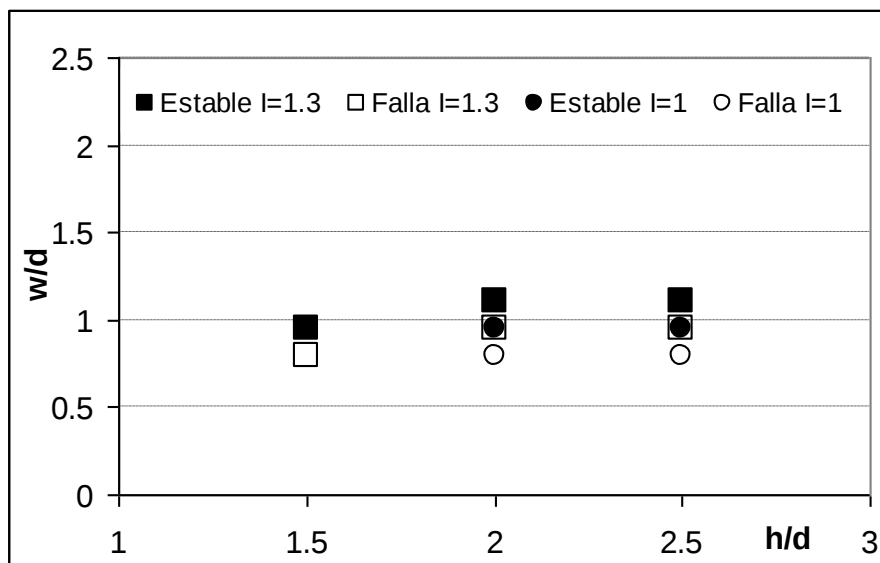


Figura 4.- Resultados experimentales para ancho de protección en grupo de pilas aplicando el método habitual (círculos) y el método propuesto (cuadrados).

A su vez, en la Figura 5, se presentan los tiempos de ensayo obtenidos con la metodología habitual y aplicando la metodología propuesta. Como puede observarse, especialmente en el caso donde no existe falla de borde, los tiempos de ensayo pueden reducirse de 120 horas a menos de 24 horas.

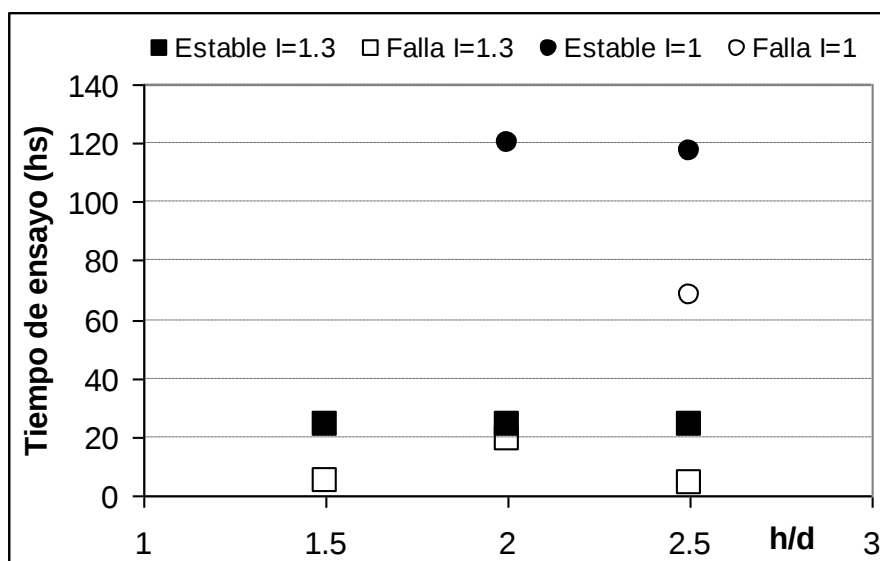


Figura 5.- Tiempos de ensayos aplicando el método habitual (círculos) y el método propuesto (cuadrados).

CONCLUSIONES

Se presentan nuevos resultados experimentales sobre el dimensionado de la extensión de la protección de enrocado para grupo de pilas frente al modo de fallo de borde. Los resultados muestran que para el grupo de pilas ensayado, en condiciones de aguas claras, el ancho mínimo que evita la falla por borde, debe ser obtenido mediante la expresión: $w=d$. Si bien para la configuración de grupo estudiada, el efecto de grupo no es despreciable a efectos de la erosión local, la expresión obtenida resulta similar a lo publicado en la bibliografía para pilas individuales (Tabla 2). Además, la no dependencia del calado relativo en la formulación resulta razonable, considerando que las dimensiones del grupo de pilas corresponden a pilas angostas, donde la erosión máxima depende del diámetro de pila y no del calado (Melville and Coleman, 2000).

Por otro lado, se propuso y verificó un método alternativo para el estudio experimental del modo de falla por borde del enrocado de protección en grupo de pilas. Este método permite reducir los tiempos de ensayos (que se extienden por varios días en el método habitual) a solamente algunas horas, obteniendo resultados muy similares (ligeramente ubicados del lado de la seguridad) para el dimensionado de la protección. (Figura 4).

Como línea futura de trabajo se identifica el interés de ampliar la aplicabilidad del método a otras geometrías de grupos de pilas, considerando la variación de los parámetros G , m y n , así como su extensión a las otras configuraciones de grupos presentadas en la Figura 1.

AGRADECIMIENTOS

El trabajo de Christian Chreties fue desarrollado en el marco del programa de movilidad de investigadores de la Agencia Nacional de Investigación e Innovación (ANII) del Uruguay. Los autores quieren agradecer también a Eduardo Díaz por su ayuda en la preparación de los experimentos.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Ataie-Ashtiani, B. and Beheshti, A. A.** (2006). "Experimental investigation of clear-water local scour at pile groups". *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 132, No. 10, October 2006, pp. 1100-1104.
- Cardoso, A. H. and Fael, C. M. S.** (2009). "Protecting vertical-wall abutments with riprap mattresses". *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 135, No. 6, June 2009, pp. 457-465.
- Cardoso, A. H., Simarro, G., Fael, C., Le Doucen, O. and Scheleiss, A.** (2010). "Toe protection for spill-through and vertical-wall abutments". *Journal of Hydraulic Research*. Doi: 10.1080/00221686.2010.492106
- Chiew, Y. M.** (1995). "Mechanics of riprap failure at bridge piers". *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 121, No. 9, September 1995, pp. 635-643.
- Chiew, Y. M. and Lim, F. H.** (2000). "Failure behavior of riprap layer at bridge live-bed conditions". *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 126, No. 1, January 2000, pp. 43-55.
- Chiew, Y. M.** (2004). "Local scour and riprap stability at bridge piers in a degrading channel". *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 130, No. 3, March 2004, pp. 218-226.
- Chreties, C., Simarro, G. and Teixeira, L.** (2008). "A new experimental method to find equilibrium scour at bridge piers". *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol 134, No. 10, October 2008, pp. 1491-1495.
- Coleman, S** (2005). "Clearwater local scour at complex piers". *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 131, No. 4, April 2005, pp. 330-334.
- Hannah, C. R.** (1978). "Scour at pile groups". University of Canterbury. Research Report no 78,3.

- Lauchlan, C. S. and Melville, B. W.** (2001). "Riprap protection at bridge piers". *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 127, No. 5, May 2001, pp. 412-418.
- Melville, B.W.** (1997). "Pier and abutment scour- an integrated approach". *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE Vol. 123, No. 2, February 1997, pp. 125-136.
- Melville, B.W. and Chiew, Y.** (1999). "Time scale for local scour at bridge piers". *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE Vol. 125, No. 1, January 1999, pp. 59-65.
- Melville, B.W. and Coleman, E.** (2000). Bridge Scour. Addison-Wesley Pub.Co., Reading, Mass.
- Richardson, E, and Davis, S.** (2001). Evaluating scour at bridges. Federal Highway Administration (FHWA), Washington, D.C.
- Parola, A.C.** (1993). "Stability of riprap at bridge piers". *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 119, No. 10, October 1993, pp. 1080-1093.
- Sheppard, D. M. and Fredsoe, J.** (2002). Bridge Scour Manual. Florida Departments of Transportation.
- Sumer, B. M. and Fredsoe, J.** (2002). The Mechanics of Scour in the Marine Environment. Advanced Series on Ocean Engineering. Vol. 17. Word Scientific, Singapore.
- Vital, N. Kothyari, U. C., and Haghghat, M.** (1994). "Clear-water scour around bridge pier group". *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE Vol. 120, No. 11, November 1994, pp. 1309-1318.
- Zarrati, A. R., Nazariha, M., and Mashahir, M. B.** (2006). "Reduction of local scour in the vicinity of bridge pier groups using collars and riprap". *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE Vol. 132, No. 2, February 2006, pp. 154-162.

COMPARACIÓN DEL BALANCE HÍDRICO EN DOS MICROCUENCAS (PASTURAS-PLANTACIÓN DE EUCALYPTUS) DEL URUGUAY

Luis Silveira¹⁾, Magdalena Crisci¹⁾, Jimena Alonso¹⁾, Leticia Martínez²⁾, Santiago Symonds¹⁾, Christian Chreties¹⁾

¹⁾ Instituto de Mecánica de los Fluidos e Ingeniería Ambiental (IMFIA), Facultad de Ingeniería, Universidad de la República ²⁾ Departamento de Suelos y Aguas, Facultad de Agronomía, Universidad de la República
lesy@fing.edu.uy; mcrisci@fing.edu.uy ; jalonso@fing.edu.uy ; lmartinez@fagro.edu.uy ; ssymonds@fing.edu.uy ; chreties@fing.edu.uy

RESUMEN:

Uruguay ha estimulado el desarrollo del sector forestal desde la promulgación de la “Ley Forestal N° 15.939, en diciembre de 1987. Este trabajo tiene por propósito presentar los primeros balances hídricos en relación a los efectos de la actividad forestal sobre la cantidad del recurso agua, medidos como impacto relativo a las pasturas naturales para uso ganadero, obtenidos en el marco de un programa de investigación y monitoreo, que llevan adelante las Facultades de Agronomía e Ingeniería, de la Universidad de la República. Los resultados que aquí se documentan provienen de tres años de monitoreo, en dos microcuencas experimentales del orden de 100 hectáreas, ubicadas en el Departamento de Paysandú, sometidas a distinto manejo (plantación de *Eucalyptus globulus ssp. Maidennii* – pasturas naturales para uso ganadero). Los datos muestran un decrecimiento del escurrimiento en la microcuenca forestal del orden del 17 a 20% de la lluvia anual y un incremento de la evapotranspiración real de igual orden. Los valores estacionales son variables según la estación, la precipitación caída y su distribución temporal. Los datos corresponden, en su totalidad, a años en que se registraron anomalías de precipitación en comparación con los registros históricos.

ABSTRACT:

Uruguay has stimulated the development of the forest sector since the promulgation of the "Forest Law N° 15939, in December, 1987. The purpose of this work is to make public the first water budgets in relationship to the effects of the forest activity on the quantity of the water resources. The results are measured as impact relative to the natural pastures for cattle use. The data was obtained in the frame of a research and monitoring program carried out by the Faculties of Agronomy and Engineering, at the University of the Republic. The data documented in this paper were achieved during three years, in two experimental microbasins of about 100 hectares, located in Paysandú Department in Uruguay. The microbasins have different soil use management (plantation of *Eucalyptus globulus ssp. Maidennii* - natural pastures for cattle use). The data shows a decrease of the runoff in the forested microbasin of about 17 to 20% of the rainfall and an increase of the real evapotranspiration of about same order. The stational values are variable according to the season, the rainfall and its temporary distribution. The data corresponds entirely to years with rainfall anomalies in comparison with the historical records.

PALABRAS CLAVES:

Aforestación, impacto, microcuencas

INTRODUCCIÓN

La forestación industrial se desarrolla en Uruguay a partir de la promulgación de la “Ley Forestal N° 15.939, en diciembre de 1987. Desde entonces, el área plantada, principalmente *Eucalyptus* y *Pinus*, en sustitución de pasturas naturales, aumentó exponencialmente año tras año. En 1990 los bosques plantados abarcaban una superficie de 45.000 hectáreas y, en diciembre de 2009 aproximadamente 1.000.000 de hectáreas. Por otra parte, puesto que los suelos definidos como de prioridad forestal abarcan una extensión de 3,6 millones de hectáreas, y que la industria forestal se encuentra en pleno desarrollo, con la instalación de plantas para la producción de pasta de celulosa y aserraderos, se prevé que la superficie plantada continuará creciendo durante los próximos años.

Este cambio del uso de los suelos crea inquietud respecto a la disponibilidad de los recursos hídricos, puesto que existen investigaciones que sostienen que los árboles interceptan más precipitación que las pasturas naturales y, que debido a un sistema de raíces más profundo, transpiran más agua durante los períodos secos, afectando las aguas subterráneas y los recursos de aguas superficiales aguas abajo de las plantaciones, tanto en cantidad como calidad (Bosch, J.M. and Hewlett, J.D., 1982; Calder, 1992, 2005; Huber & Iroumé, 2001; Lima, 1992; Andréassian and Vazken, 2004; Lima e Sakia, 2006).

A nivel internacional existen numerosos programas de investigación y monitoreo de los efectos hidrológicos resultantes de los cambios de uso de la tierra. No obstante, se requiere información nacional que tome en cuenta entre otros, el clima local y, en particular, la variabilidad temporal y espacial de las precipitaciones, así como el tipo y uso de suelos, y las formaciones hidrogeológicas. Para dar respuesta a esa necesidad, la Universidad de la República, a través de las Facultades de Agronomía e Ingeniería, estableció un programa de investigación y monitoreo en cuencas hidrográficas y parcelas experimentales, que tiene por propósito obtener indicadores sobre los cambios del ciclo hidrológico, producto de esta modificación del uso de los suelos, que sustenten la toma de decisiones políticas, para propender a un Manejo Forestal Sustentable (Silveira et al., 2006).

OBJETIVO

Este trabajo tiene por propósito, presentar resultados correspondientes a tres años del citado programa de monitoreo e investigación, en lo que concierne a la comparación de los términos del balance hídrico en dos microcuencas sometidas a distinto manejo (plantación de *Eucalyptus globulus* ssp. *Maidennii* – pasturas naturales para uso ganadero).

MATERIALES Y MÉTODOS

Área de Estudio

Las microcuencas experimentales se ubican en el departamento de Paysandú, siendo su acceso por el Km 48,500 de ruta 90, que une las ciudades de Paysandú y Guichón, a la altura de Piedras Coloradas. La microcuenca forestal está situada en el predio Don Tomás y la microcuenca cubierta por pasturas naturales está situada en el predio La Cantera, según se observa en la Figura 1. Sus cauces principales son la Cañada Baigorria y la cañada de la Quinta, respectivamente. Ambos cauces son afluentes del Arroyo Capilla Vieja en su margen izquierda.

Las características geomorfológicas y de distribución de los suelos en ambas microcuencas son muy semejantes, lo que aporta validez a la metodología de estudio seleccionada, en la cual éstas serán utilizadas como elementos de comparación frente a diferentes usos de los suelos.

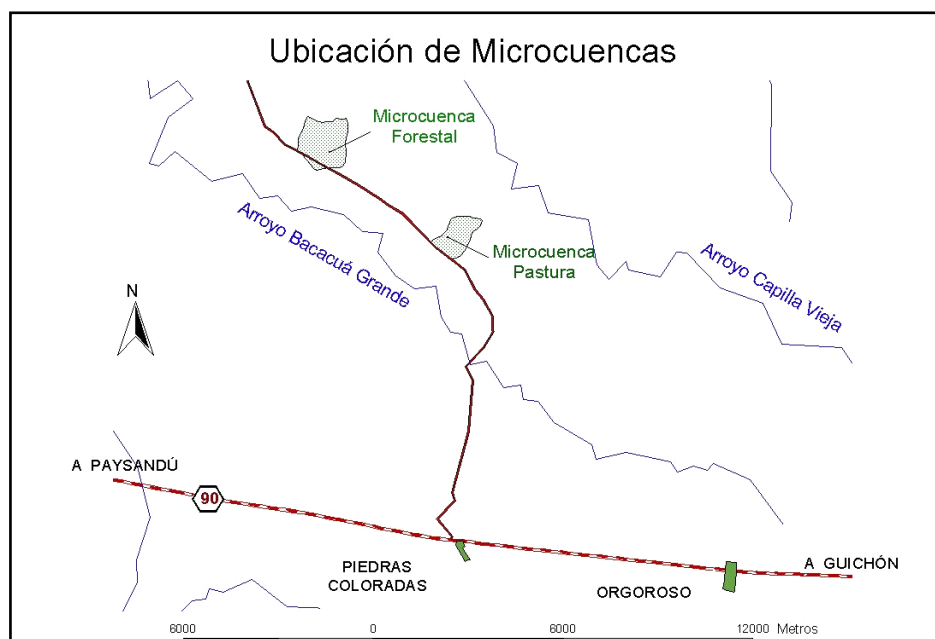


Figura 1.- Ubicación de las microcuencas

Los materiales generadores son sedimentos cretácicos con relieve escarpado y valles disectados, formando lomadas fuertes y suaves. Se visualizan varios niveles de escarpas, un nivel superior con alto contenido de material calcáreo que actúa como generador de los suelos de la superficie aplanada del interfluvio en la cabecera de ambas microcuencas. Los suelos dominantes son vérticos, de profundidad variable, desarrollados sobre la escarpa calcárea. La vegetación es de parque de algarrobos (*Prosopis sp*) con gramíneas de ciclo invernal. Por debajo de esta primera escarpa se encuentran suelos arenosos pardos de profundidad variable con gran diferenciación textural entre los horizontes superficiales y los subsuperficiales, que se clasifican como Brunosoles Subeutricos (dísticos) lúvicos. En las lomadas más suaves, asociadas a las vías de drenaje, se encuentran también suelos arenosos pero de color oscuro, más profundos y de menor diferenciación textural.

La Tabla 1 muestra los valores de los principales parámetros físicos de las microcuencas.

Tabla 1.- Parámetros de las microcuencas

Parámetros físicos	Don Tomás (microcuenca forestal)	La Cantera (microcuenca pasturas)
Área [km ²]	2,12	1,20
Perímetro [km]	5,81	4,58
Longitud del cauce principal [m]	1783	2168
Pendiente del cauce principal (%)	0,90	1,58
Pendiente de la microcuenca (%)	4,68	5,92
Tiempo de concentración [min]	39,0	36,5

La plantación de *Eucaliptus* es del tipo *globulus sp. maidenni* implantada en el otoño-primavera del año 1998, con una densidad de 895 árboles/há.

Metodología del Programa de Monitoreo

La cantidad de agua de lluvia que llega a la superficie del terreno depende, fundamentalmente, del tipo y densidad de la cubierta vegetal. En particular, las plantaciones forestales inciden en una transformación de la precipitación incidente, conocida como redistribución (Rutter et al., 1971; Huber and Iroumé, 2001). De la precipitación incidente (P) que ingresa a un ecosistema forestal, una parte es

retenida por las copas y troncos de los árboles, constituyendo la intercepción del dosel (I_c), que básicamente retorna a la atmósfera por evaporación (E). Una fracción de la precipitación atraviesa las copas de los árboles, a través de claros o por goteo, y llega al suelo constituyendo la precipitación directa (P_d). Una última fracción escurre por las hojas y ramas hasta alcanzar el tronco principal, y luego escurre por su superficie hasta llegar al suelo, constituyendo el escurrimiento fustal (P_f). La fracción de la precipitación que llega al suelo está constituida por la suma de la precipitación directa y el escurrimiento fustal ($P_d + P_f$). De está, una parte infiltra y, medida sobre un determinado período de tiempo, constituye la variación mensual del contenido de agua en el suelo (ΔH), la parte que no es retenida por el suelo, percola en profundidad ($Perc$), y otra parte escurre (Q) o retorna a la atmósfera por evapotranspiración (ET).

El balance hídrico, planteado en términos mensuales, expresado en mm/mes, se ajusta, por lo tanto, a la siguiente ecuación:

$$P(mm/mes) = Q + \Delta H + Perc + ETR \quad [1]$$

donde:

P = precipitación mensual incidente sobre la microcuenca

Q = escurrimiento mensual medido en el punto de cierre de la microcuenca

ΔH = variación mensual del contenido de agua en el suelo

$Perc$ = percolación

ETR = evapotranspiración mensual real en la microcuenca

Las tres primeras variables en la ecuación (P , Q y ΔH) corresponden a datos monitoreados en la microcuenca, según se describe a continuación.

Precipitación

La precipitación incidente sobre la microcuenca forestal se registra de forma continua, en un pluviógrafo digital marca Rainwise, que posee una autonomía superior al mes para el almacenamiento de datos, instalado en un claro en la zona central de la microcuenca. Puesto que en estudios anteriores se ha comprobado que los vientos introducen un término de error en los registros (Silveira et. al, 2006), también se instaló una estación meteorológica, que registra velocidad y dirección de viento, datos estos que se utilizan para corregir la precipitación.

Por otra parte, dado que la distancia entre baricentros de las microcuencas es de 5 km, en la microcuenca cubierta por pastura natural se dispone de otro pluviógrafo para el registro de la precipitación incidente sobre la misma.

Escurrecimiento

En el punto de cierre de cada una de las microcuencas se instalaron vertederos triangulares, con una abertura de 100° , provistos de sus respectivos limnógrafos de boya marca OTT. Las obras realizadas fueron de bajo costo, acorde al presupuesto disponible. Por lo tanto, el caudal máximo de funcionamiento de estos vertederos corresponde a eventos extremos de aproximadamente 1,2 años de período de retorno, lo que permite medir con buena confiabilidad un porcentaje elevado de valores de caudal a lo largo del año. Para niveles superiores al máximo registrable por dichas estructuras de aforo, se estimó una curva de descarga $H-Q$, en base a la modelación hidrodinámica de ambas cañadas, para lo que se contó con un segundo vertedero, también provisto con un limnógrafo, ubicado aguas arriba del punto de cierre de cada microcuenca, a una distancia tal que permite observar una diferencia de caudal significativa entre ambos vertederos. La Figura 2 muestra uno de estos vertederos.



Figura 2.- Vista, desde aguas abajo, del vertedero triangular de lámina delgada, instalado en el cierre de la microcuenca forestal

A partir de las mediciones de nivel en el cierre de cada microcuenca y las respectivas curvas de aforo resultantes de la modelación hidrodinámica de cada cañada, se obtuvieron los caudales erogados cada cinco minutos y se determinaron los caudales mensuales. Considerando el área de cada microcuenca, éstos se transformaron en caudales específicos, expresados en mm/mes.

Variación del contenido de agua en el suelo

En base a la caracterización de suelos, se seleccionaron los 3 suelos más relevantes, en cuanto a área ocupada (Tabla 2), para el estudio de la evolución en el contenido de agua de los mismos bajo diferente cobertura.

Tabla 2.- Suelos característicos de las microcuencas y el área (%) ocupada por los mismos.

Suelo	% del área de la microcuenca	
	Don Tomas	La Cantera
Argisoles Dístrico (Esc K)	30	29
Brunos. Subéut./Vertisoles (IAp LK)	20	31
Brunos. Subéut. Típicos (LcK)	39	32
Total	89	92

El contenido de agua se determinó utilizando la metodología basada en la termalización de neutrones, la cual consiste en la toma de registros de humedad, mediante una sonda de neutrones (marca CPN, modelo 503DR HYDROPROBE con fuente de neutrones de 1.85 GBq (50 mCi) Americio-241: Berilio), para los diferentes suelos que forman parte de las microcuencas. Las medidas se realizan a 15, 30, 50, 70, 90 y 110 cm de profundidad.

En la microcuenca forestal se colocaron tubos de acceso a la sonda de neutrones en puntos representativos de cada tipo de suelo: se seleccionaron 8 sitios de muestreo, en cada uno de los cuales se colocaron tubos en la fila y en la entrefila, lo que determina un total de 16 tubos. En la microcuenca cubierta por pasturas fueron instalados 6 tubos.

Debido a que los perfiles de los diferentes suelos tienen profundidades variables, las estimaciones de contenido de agua se realizaron hasta una profundidad en el perfil de 80 cm, para cada uno de los suelos.

Para la calibración de la sonda se realizaron muestreos de suelos para determinar el contenido de agua mediante el método gravimétrico, obteniendo así una correlación entre estos valores y los obtenidos

por termalización de neutrones, para cada profundidad. Las ecuaciones obtenidas se utilizaron para estimar el contenido de agua volumétrico a las distintas profundidades de suelo.

Percolación

Si bien se han instalado piezómetros, las lecturas de niveles de los primeros dos años y medio son de tipo mensual. Recientemente se han colocado limnógrafos, que permiten registrar las variaciones de niveles de forma continua. No obstante, esta información es escasa aún, por lo que en la determinación del balance hídrico no es posible estimar la percolación mensual. Aceptando que este término es al menos un orden menor que los demás, se desprecia e indirectamente se lo incluye en el término de evapotranspiración. Por lo tanto, la ecuación del balance hídrico se ajusta mediante el cálculo de la evapotranspiración real en las microcuencas.

Evapotranspiración Potencial

La evapotranspiración potencial se calculó a partir de datos medidos, según se explicita a continuación, a efectos de contar con una medida de comparación con la evapotranspiración real resultante del balance hídrico.

La estación meteorológica Rainwise modelo WS-2000, ubicada en la microcuenca forestal, registra en forma continua: precipitación, velocidad y dirección del viento, humedad relativa, temperatura y presión atmosférica. Para completar los datos faltantes de esa estación, se utilizaron los registros de heliofanía (horas de sol) monitoreados en la estación meteorológica de INIA ubicada en la ciudad de Salto, a unos 120 Km de la microcuencas, que son publicados en: <http://www.inia.org.uy/online/site/14378211.php>. La validez de la utilización de estos datos se verificó comprobando la muy buena correlación entre los registros de temperatura obtenidos en la microcuenca forestal y los publicados por INIA. Las horas de brillo solar fueron transformadas en radiación neta utilizando la metodología descrita en la publicación No. 56 de FAO (Allen et al, 1998).

Los registros meteorológicos se utilizaron para calcular la evapotranspiración potencial para ambos cultivos (pastura y *Eucalyptus*) utilizando la ecuación combinada de Penman-Monteith (Monteith, 1965), teniendo en cuenta la resistencia aerodinámica y la resistencia estomática según metodología propuesta por Allen et al (1998).

PROCESAMIENTO DE DATOS

Para la determinación del balance hídrico en las microcuencas Don Tomás (cobertura forestal) y La Cantera (cobertura pastura natural), se utilizó información mensual de: precipitación, humedad del suelo y escorrentía correspondiente al período Octubre de 2006 a Setiembre de 2009.

Precipitación

Con la instrumentación disponible en las microcuencas, se obtuvieron los acumulados mensuales de precipitación. En los casos que alguna serie presentó huecos éstos se completaron utilizando la correlación conocida entre los pluviógrafos de ambas microcuencas.

Escurrimiento

Del análisis de la relación precipitación – escorrentía en la microcuenca La Cantera surge la existencia de un aporte de flujo subterráneo a la cañada, que resulta en un caudal permanente aún en períodos prolongados con ausencia de precipitación. Por lo tanto, a efectos de poder comparar los resultados del

balance hídrico entre ambas microcuencas, se determinó el escurrimiento en La Cantera como la diferencia entre el escurrimiento efectivamente medido en el punto de cierre y el caudal base. Para determinar éste último, se consideró el nivel mínimo más frecuente registrado en el período de estudio, que corresponde a 3 cm sobre el vertedero, equivalente a 6 l/s. Con estas consideraciones, se recalcularon los escurrimientos a emplear en la ecuación del balance hídrico.

Variación del contenido de agua en el suelo

El contenido mensual de agua, de cada una de las unidades de suelo, se ponderó por el área que ocupa cada una de ellas, para obtener el contenido total de agua en el suelo en la microcuenca.

Evapotranspiración potencial

En base a la información meteorológica y, considerando el porcentaje de cobertura de cada vegetación en ambas microcuencas, se obtuvo la evapotranspiración potencial media mensual para cada microcuenca.

RESULTADOS

Las Tablas 3 y 4 muestran las distintas componentes del balance hídrico a nivel estacional (Oct-Mar y Abr-Set) y anual (Oct-Set), resultantes de aplicar la ecuación 1, para las microcuencas Don Tomás y La Cantera, respectivamente.

Tabla 3.- Componentes del balance estacional y anual (mm) en la microcuenca Don Tomás (forestal)

Estacional	P	Q	ΔH	ETR	ETP
Oct06-Mar07	1122	142	51	929	1264
Abr07-Set07	423	213	-34	243	518
Oct07-Mar08	613	75	-16	553	1456
Abr08-Set08	326	4	21	301	654
Oct08-Mar09	516	8	-3	511	1702
Abr09-Set09	268	0	9	259	617
Anual	P	Q	ΔH	ETR	ETP
Oct06-Set07	1545	355	8	1182	1782
Oct07-Set08	938	79	-22	882	2110
Oct08-Set09	784	8	-17	794	2319

Tabla 4.- Componentes del balance estacional y anual (mm) en la microcuenca La Cantera (pasturas naturales)

Estacional	P	Q	ΔH	ETR	ETP
Oct06-Mar07	1100	247	112	741	944
Abr07-Set07	408	369	-31	69	343
Oct07-Mar08	615	153	-51	513	991
Abr08-Set08	315	100	68	146	399
Oct08-Mar09	541	103	-1	439	1119
Abr09-Set09	264	64	35	166	390
Anual	P	Q	ΔH	ETR	ETP
Oct06-Set07	1508	616	21	871	1287
Oct07-Set08	929	253	-15	691	1389
Oct08-Set09	806	167	4	635	1510

Las Figuras 3 a 5 muestran la comparación de los balances estacionales en ambas microcuencas, mientras que la Figura 6 muestra los balances anuales.

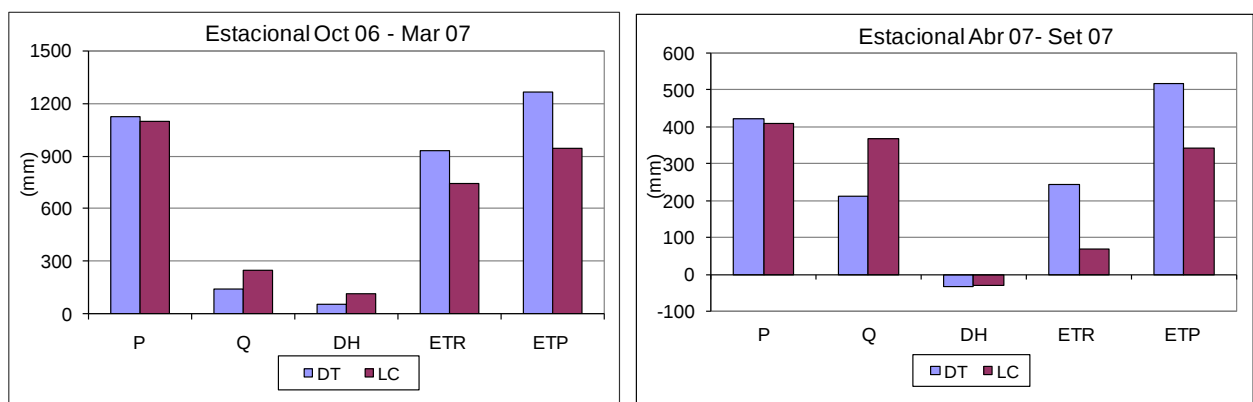


Figura 3.- Balance hídrico estacional Oct 06 – Mar 07 y Abr 07 – Set 07

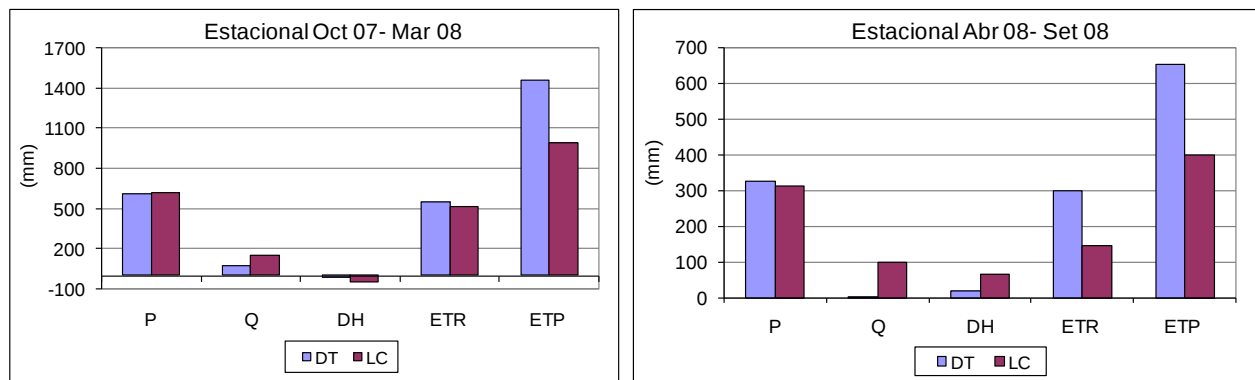


Figura 4.- Balance hídrico estacional Oct 07 – Mar 08 y Abr 08 – Set 08

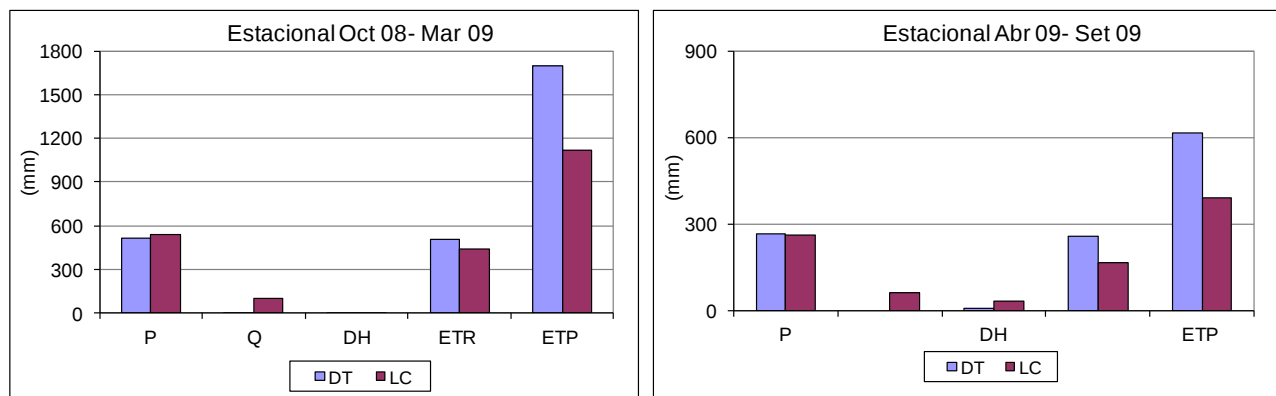


Figura 5.- Balance hídrico estacional Oct 08 – Mar 09 y Abr 09 – Set 09

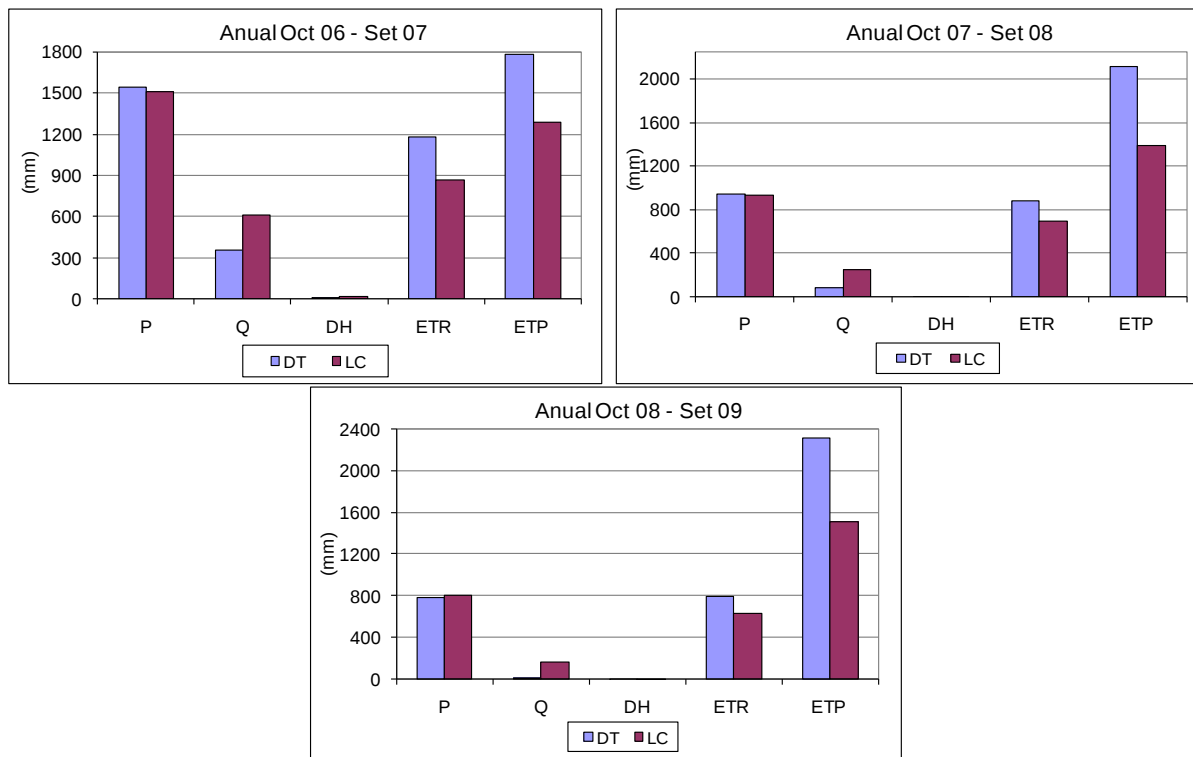


Figura 6.- Balances hídricos anuales Oct 06 – Set 07, Oct 07 – Set 08 y Oct 08 – Set 09

A efectos de interpretar los resultados, en las Figuras 7 y 8 se analizó la disminución de caudales y el aumento de la evapotranspiración real en la microcuenca Don Tomás (forestal), tomando como patrón de comparación la microcuenca La Cantera (pasturas). En el gráfico a la izquierda, se asume que el caudal y la evapotranspiración real representan, en cada estación o en cada año, un 100% para la microcuenca La Cantera, y se calcula el efecto (disminución/aumento) en la microcuenca Don Tomás, relativo a La Cantera. En tanto, en el gráfico a la derecha, se compara el efecto (disminución/aumento) expresando las diferencias en milímetros entre las microcuencas en relación a la precipitación caída en el período (estación o año hidrológico).

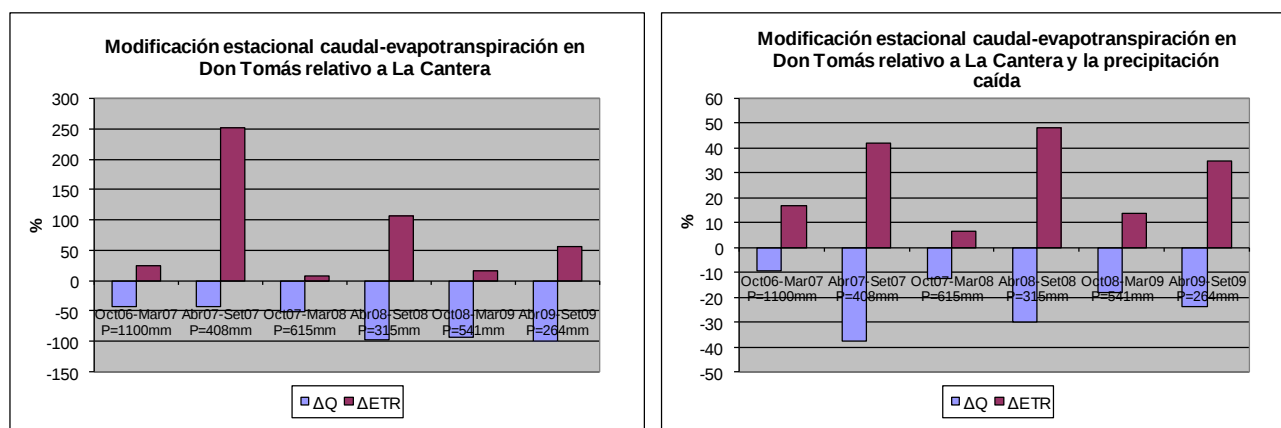


Figura 7.- Modificación estacional caudal-evapotranspiración en la microcuenca Don Tomas (forestal) relativa a La Cantera (pasturas). A la izquierda se asume como patrón de comparación los valores en La Cantera, a la derecha se comparan las diferencias expresadas en milímetros respecto a la lluvia caída

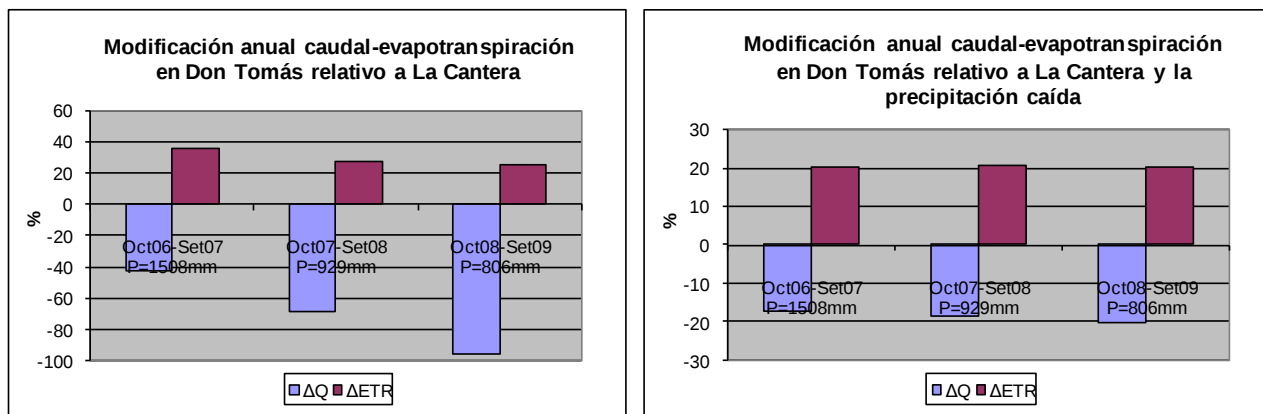


Figura 8.- Modificación estacional caudal- evapotranspiración en la microcuenca Don Tomas (forestal) relativa a La Cantera (pasturas). A la izquierda se asume como patrón de comparación los valores en La Cantera, a la derecha se comparan las diferencias expresadas en milímetros respecto a la lluvia caída

Por último, la Figura 9 muestra el porcentaje que representa la evapotranspiración real (ETR) respecto a la potencial (ETP) para cada microcuenca, tanto a nivel estacional como anual. Se observa que a nivel estacional, la ETR es porcentualmente mayor, en meses de primavera-verano, en la microcuenca La Cantera, cubierta por pasturas para uso ganadero. En tanto, en meses de otoño-invierno la relación se invierte, con la ETR porcentualmente mayor en la microcuenca forestal Don Tomás. En términos anuales, la ETR es porcentualmente mayor en la microcuenca La Cantera.

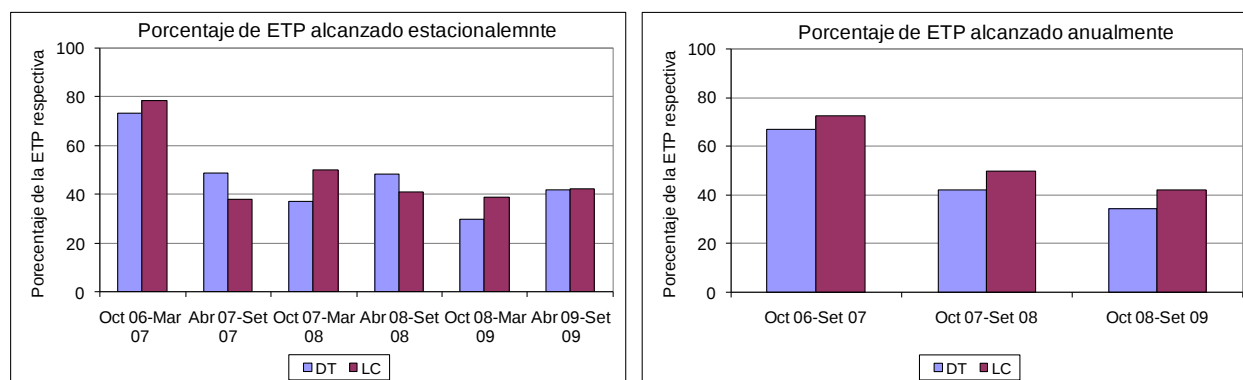


Figura 9.- Comparación ETR-ETP estacional y anual

CONCLUSIONES

El programa de investigación y monitoreo permitió establecer los primeros balances hídricos en el Uruguay, comparando microcuencas con cobertura forestal y pastura natural para uso ganadero.

Estos primeros resultados corresponden, en su totalidad, a años en que se registraron anomalías de precipitación. Particularmente, en los meses de primavera-verano, la lluvia registrada, en promedio, duplicó a la de meses de otoño-invierno. Es decir, que estacionalmente se registraron excesos de precipitación en primavera-verano y déficit hídrico en otoño-invierno, en comparación con los registros históricos. En términos anuales, se observa un decrecimiento del escurrimiento en la microcuenca forestal del orden del 17 a 20% de la lluvia caída. Esta diferencia se expresa en un incremento de igual orden de la evapotranspiración real, que indirectamente también incluye el término de recarga (Perc), puesto que no se dispone de registros continuos de la evolución de la napa freática. Estacionalmente, el decrecimiento del escurrimiento en la microcuenca forestal es muy variable, con rangos entre 10 a 18% de la lluvia caída en meses de primavera-verano y 24 a 38% de la lluvia caída en meses de otoño-invierno.

La satisfacción de la evapotranspiración potencial es mayor, en meses de primavera-verano, en suelos cubiertos por pasturas. Esta relación se invierte en meses de otoño-invierno, donde la satisfacción de la evapotranspiración potencial es mayor en suelos bajo plantación forestal. Si se tiene en cuenta que las precipitaciones fueron anómalas (exceso en meses de primavera-verano y déficit en meses de otoño invierno), esto puede asociarse a una mayor capacidad de los árboles a extraer agua del suelo en situaciones de déficit hídrico. Una limitación de éste estudio refiere a la estimación realizada de la resistencia estomática, a partir de la cual se podría estar sobreestimando el valor de ETP en la forestación y con ello una menor satisfacción de ésta.

AGRADECIMIENTOS

La línea de investigación vinculada a los efectos de las plantaciones forestales sobre los recursos naturales aguas y suelos, se inició por iniciativa de la Dirección General Forestal, del Ministerio de Ganadería, Agricultura y Pesca. Posteriormente, se mantuvo con el apoyo de la Comisión Sectorial de Investigación Científica (CSIC) de la Universidad de la República. Actualmente, los estudios que se presentan en este artículo, han sido financiados por el Programa de Desarrollo Tecnológico (PDT) y el Instituto Nacional de Investigación Agropecuaria (INIA).

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Allen, R.G.; Pereira, L.S.; Raes, D.; Smith, M.** (1998). "Crop evapotranspiration: Guidelines for computing crop water requirements." *FAO. Irrigation and Drainage Paper, N° 56*. 300 p
- Andréassian and Vazken** (2004) "Waters and forests: from historical controversy to scientific debate". *Journal of Hydrology* 291:1-27.
- Bosch, J.M. and Hewlett, J.D.** (1982) "A review of catchment experiments to determine the effect of vegetation changes on water yields and evapotranspiration". *Journal of Hydrology*, 55:3-23.
- Calder, I. R.** (1992) "The hydrological impact of land-use change". In: *Proceedings of the Conference on Priorities for Water Resources Allocation and Management, Natural Resources and Engineer Advisers Conference*, Southampton, July 1992, pp. 91-101.
- Calder, I. R.** (2005) *Blue revolution: Integrated Land and Water Resource Management*. Earthscan, London, UK.
- Huber, A. and Iroumé, A.** (2001) "Variability of annual rainfall partitioning for different sites and forest covers in Chile". *Journal of Hydrology*, 248:78-92.
- Lima, W.P.** (1992) *Impacto ambiental do Eucalipto*. EDUSP – Editora da Universidade de São Paulo, Brasil. 302 pp.
- Lima, W.P. e Sakia, J.B.** (2006) *As florestas plantadas e a água: Implementando o conceito da microbacia hidrográfica como unidade de planejamento*. RIMA Editora, 226 pp.
- Monteith, J.L.** (1965) "Evaporation and the Environment", *Symp. Soc. Expl. Biol.*, vol. 19, 205-234.
- Rutter, A.J., Kershaw, K.A., Robins, P.C., Morton, A.J.** (1971). "A predictive model of rainfall interception in forest 1. Derivation of the model from observation in a plantation of Corsican pine." *Agr. Meteorol.* 9, 367-374.
- Silveira, L., Alonso J. y Martínez, L.** (2006) "Efecto de las plantaciones forestales sobre el recurso agua en el Uruguay". *Agrociencia*, Vol. X, N° 2, 75-93.
- Soares, J.V., Almeida, A.C.** (2001) "Modeling the water balance and soil water fluxes in a fast growing Eucalyptus plantation in Brazil. *Journal of Hydrology* 253: 130-147.

ESTUDIO EXPERIMENTAL Y NUMÉRICO 3D DEL FLUJO SUPERCRÍTICO EN UN CRUCE DE CALLES

Leonardo S. Nanía¹, Jorge D. Abad², Yovanni A. Cataño³, Ernest Bladé⁴, Marcelo H. García⁵

¹Dpto. de Mec. de Estructuras e Ing. Hidráulica, Universidad de Granada, España, LNania@ugr.es

²Dept. of Civil and Environmental Engineering, University of Pittsburgh, USA, jabad@pitt.edu

³Dept. of Civil and Environmental Engineering, U. of Illinois at Urbana-Champaign, USA, catano@illinois.edu

⁴Dpto. de Ing. Hidráulica, Marítima y Ambiental, Universitat Politècnica de Catalunya, España, ernest.blade@upc.edu

⁵Dept. of Civil and Environmental Engineering, U. of Illinois at Urbana-Champaign, USA, mhgarcia@illinois.edu

RESUMEN:

Se estudia el comportamiento del flujo supercrítico en un cruce de canales a 90° el cual simula un cruce de calles con sección transversal rectangular. Aunque en general el flujo es supercrítico, en el cruce tiende a ser subcrítico formándose resaltos hidráulicos en la zona del cruce o en las calles inmediatamente aguas arriba (Nanía, 1999 y Nanía et al, 2004). Se comparan los resultados numéricos realizados con FLOW-3D con datos experimentales de uno de los casos, observándose que, a pesar de ser los caudales de entrada constantes, los resaltos presentan una oscilación en su posición, verificada experimentalmente, lo cual se traduce en una variabilidad en la distribución de caudales aguas abajo del cruce de un 13 %. También se observa que el flujo es en general débilmente tridimensional, excepto en las zonas de los resaltos. Dado que aún con una simulación 3D existe una incertidumbre en la distribución de caudales y que el flujo no es altamente 3D, se concluye que es probable que una simulación 2D del flujo en el cruce podría dar un resultado lo suficientemente aproximado cuando el objetivo sea averiguar el reparto de caudales en el cruce, siendo el coste computacional mucho menor.

ABSTRACT:

Supercritical flow behavior in a four-branch open channel junction with rectangular cross-section is studied. Flow in general is supercritical but in the junction tends to be subcritical forming hydraulic jumps either in the junction area or in the upstream channels (Nanía, 1999 y Nanía et al, 2004). Numerical results with FLOW-3D compares well with experimental data and oscillations in the position of the jumps is detected, despite the fact that the inflow are constant, producing a variability in the flow distribution of near 13%. Flow is also observed to be weakly three-dimensional, except on the jumps zones. Since even a 3D simulation does not guarantee an exact flow distribution prediction and flow is not fully 3D, it is concluded that a 2D flow simulation in the junction could give reasonably good results when the objective is knowing the flow distribution in the junction, being the computational cost much lower.

PALABRAS CLAVE:

Cruce de calles, Flujo supercrítico, Distribución de caudales.

INTRODUCCIÓN

El estudio de la distribución del flujo en un cruce de calles es de interés en el análisis de los caudales de escorrentía en zonas urbanas (Nanía et al, 2006). El flujo en las calles suele ser más bien unidimensional, pero en los cruces, en general, se produce una variación del flujo en las 3 dimensiones. Dado que el objetivo en muchos casos es conocer el reparto de caudales para calcular los niveles de inundación en las calles y las áreas involucradas pueden ser extensas, la utilización de un modelo hidrodinámico en tres dimensiones (3D) para resolver los parámetros del flujo en toda el área involucrada sería prohibitivo económicamente si no inabordable.

El objetivo de esta investigación es analizar la estructura tridimensional del flujo en un cruce de canales para evaluar su relevancia en la distribución de los caudales aguas abajo. Se prestará especial interés en el análisis de las componentes verticales de la velocidad y su importancia en la distribución de caudales. Si éstas no fuesen relevantes, como cabe esperar, se podría utilizar un enfoque mucho más barato desde el punto de vista computacional, por ej. 2D, obteniendo resultados de exactitud similar. Este enfoque 2D o incluso un 1D en calles combinado con 2D en cruces podría hacer abordable un problema que en 3D no lo sería por su tamaño, sin sacrificar precisión en el resultado.

OBJETIVOS

Analizar las características tridimensionales del flujo supercrítico en un cruce de calles de geometría simple y su influencia en la distribución de caudales aguas abajo.

METODOLOGÍA

Se realizarán simulaciones con código 3D, las cuales serán contrastados con resultados experimentales. Dado que se desea trabajar con flujos principalmente supercríticos, se trabajará con canales con pendientes de 1 al 4 %. Los resultados experimentales se obtuvieron en un dispositivo construido en la Universidad Politécnica de Cataluña (Nanía, 1999). Las características del flujo a comparar serán distribución de caudales aguas abajo del cruce y calados, velocidades en general y posición de los resaltos. Los casos de estudio se resumen en la Tabla 1. En esta tabla, Q son los caudales, S son las pendientes de las calles, los subíndices e y s significan entrada y salida, respectivamente, mientras que los subíndices x e y representan la dirección.

Tabla 1: Resumen de los casos estudiados.

Nombre	Q _{ex} [l/s]	Q _{ey} [l/s]	S _x %	S _y %	Características estudiadas
Q1S1	25,0	24,9	1	1	Sólo distribución de caudales
Q1S2	49,9	50,3	1	2	Sólo distribución de caudales
Q1S3	99,9	67,2	1	4	Sólo distribución de caudales
EXP	43,1	99,3	1	2	Distribución de caudales y campos de calados y velocidades

DESCRIPCIÓN DEL MODELO NUMÉRICO FLOW-3D

Para estudiar la estructura 3D del flujo en condiciones tanto supercríticas como subcríticas, se usa el código comercial de volúmenes finitos no hidrostático, FLOW-3D (Flow Science Inc., 2008). Este código se ha usado previamente para resolver el flujo alrededor de numerosas estructuras, incluyendo pilas de puente (Richardson and Panchang, 1998), tuberías submarinas (Smith and Foster, 2005,

Hatton et al., 2007), aliviaderos curvos (Abad et al., 2008), estaciones de aireación (Abad et al. 2004), entradas de túneles en presas (Groeneveld et al., 2007). El código resuelve interfases fluido-fluido y fluido-aire con una malla rectangular y un enfoque de volumen de fluido (volume of fluids, VOF). El código resuelve las ecuaciones de Navier-Stokes en 3D promediadas para flujo incompresible simultáneamente con la ecuación de continuidad. Ambas ecuaciones están dadas por:

$$\frac{\partial u_i}{\partial t} + \frac{1}{V_F} \left\{ u_j A_{[j]} \frac{\partial u_i}{\partial x_j} \right\} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x_i} + G_i + f_i \quad (1)$$

$$V_F \frac{\partial \rho}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x_i} (\rho u_i A_{[i]}) = 0.0 \quad (2)$$

Donde $i, j = 1, 2, 3$ representan las componentes x, y, z del sistema de coordenadas cartesiano, respectivamente, V_F es el volumen fraccional abierto al flujo, ρ es la densidad del flujo, t es el tiempo, x_i son las coordenadas espaciales, u_i son las componentes de la velocidad, A_i son las áreas fraccionales abiertas al flujo, G_i son las aceleraciones gravitatorias y f_i son los términos viscosos. Junto con las ecuaciones de conservación de la masa y de la cantidad de movimiento, se necesita usar un cierre de turbulencia. El modelo de turbulencia RNG se describe como:

$$\frac{\partial k}{\partial t} + \frac{1}{V_F} \left\{ u_j A_{[j]} \frac{\partial k}{\partial x_j} \right\} = P + Diff - \varepsilon \quad (3)$$

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} + \frac{1}{V_F} \left\{ u_j A_{[j]} \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_j} \right\} = \frac{C_{\varepsilon 1} \cdot \varepsilon}{k} P + DDiff - C_{\varepsilon 2} \cdot \frac{\varepsilon^2}{k} \quad (4)$$

donde P es la producción de corte (shear production), $Diff$ y $DDif$ son los términos de difusión, $C_{\varepsilon 1} = 1.42$ y $C_{\varepsilon 2}$ es la función de tasa de corte (shear rate, no constante, como en el caso del modelo κ - ε estándar). El modelo RNG descrito por las ecuaciones (3) y (4) se implementa de manera muy similar al cierre κ - ε estándar para las ecuaciones de energía cinética turbulenta y disipación de energía cinética turbulenta, respectivamente. Los modelos basados en RNG dependen menos de constantes empíricas en tanto que brindan un marco para la derivación de un rango de modelos de diferentes escalas (Flow Science Inc., 2008).

Análisis de sensibilidad del tamaño de malla

Dado que se necesita un compromiso entre el tamaño de la malla y tiempo de cálculo para alcanzar resultados hidráulicos representativos, se realizó un análisis de resolución del tamaño de la malla. Esto deriva del hecho de que si se necesitan resultados muy precisos, el tamaño de las celdas debe ser lo suficientemente pequeño como para resolver las variables hidráulicas más importantes. Resolver las características tanto del flujo principal como turbulentas de manera adecuada requeriría usar celdas de cálculo muy pequeñas, lo cual consumiría una gran cantidad de tiempo de cálculo principalmente debido al tamaño de las estructuras. Cada simulación con FLOW3D fue llevada a cabo en un cluster con 32 procesadores, usando 8 procesadores a la vez, lo cual permitió realizar las simulaciones en un tiempo razonable. Inicialmente, se utilizaron celdas cúbicas de 2 cm de lado y para todo el dominio. Una segunda serie de simulaciones fue realizada con celdas de 0,75 cm de lado cuyos resultados se compararon con el caso inicial. Dado que se observó una pequeña variabilidad en los resultados, se concluyó que debería disminuirse aún más el tamaño de malla, adoptándose como definitiva la de 0,5 cm de lado. Debe notarse que cada caso fue simulado un número de pasos de tiempo suficiente para lograr la estacionariedad de variables hidráulicas tales como caudal a la salida y calados. En el caso de

flujos supercríticos los pasos de tiempo necesarios fueron muy superiores de lo cabe esperar debido a la variabilidad en los caudales asociada a oscilaciones en los resaltos hidráulicos que se forman aguas arriba de la unión de los flujos así como en el cruce mismo. En general, las simulaciones fueron de 250 a 300 segundos, tiempo suficiente para observar una estacionariedad en las oscilaciones de los flujos, lo que permitió la estimación de caudales medios y periodos de oscilación asociados.

DESCRIPCIÓN DEL DISPOSITIVO DE LABORATORIO

El dispositivo de laboratorio esta formado por 2 canales de 8,5 m de largo y 1,5 m de ancho que se cruzan a 90°, constituyendo una superficie de intersección de 1,5 m de lado que permanece siempre horizontal y fija (Figura 1). Los canales de entrada quedan de 2 m de longitud y los de salida de 5 m de longitud, pudiéndose variar las pendientes de los de entrada y los de salida de manera independiente. Sin embargo, se ha colocado siempre la misma pendiente en los canales de la misma dirección, simulando lo que suele ocurrir generalmente en los cruces de calles. Los caudales pueden alimentar los canales de entrada de forma independiente en un rango de 0 a 100 l/s.

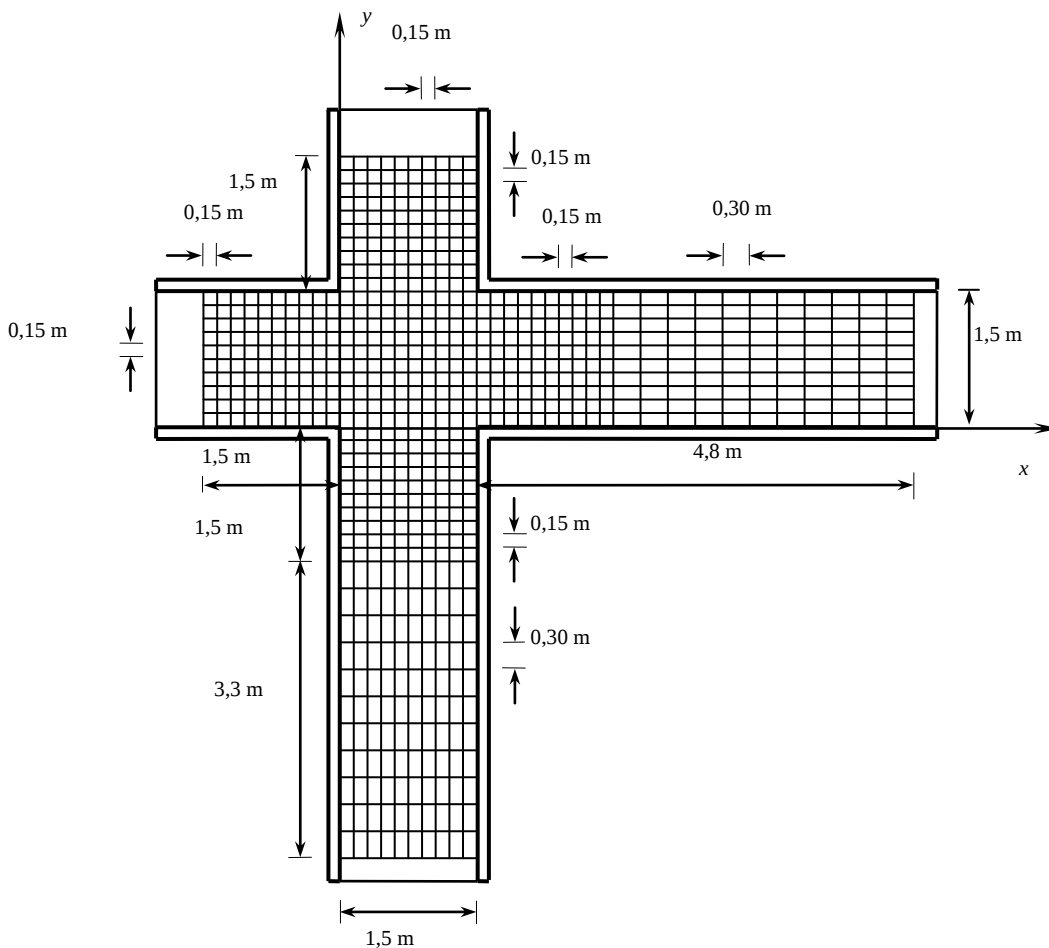


Figura 1.- Esquema del dispositivo experimental señalando las celdas de medición de calados y velocidades.

RESULTADOS EXPERIMENTALES

En la Tabla 2 se resumen las distribuciones de caudales en cada caso estudiado.

Tabla 2.- Resumen de las distribuciones de caudales obtenidas en la campaña experimental.

ID	Qix [l/s]	Qiy [l/s]	Sx %	Sy %	Qox [l/s]	Qoy [l/s]
Q1S1	25,0	24,9	1	1	27,1	22,8
Q1S2	49,9	50,3	1	2	53,4	46,8
Q1S3	99,9	67,2	1	4	92,7	74,4
EXP	43,1	99,3	1	2	52,8	89,6

Puede observarse que para los casos en los cuales los caudales de entrada son iguales en ambas direcciones (Q1S1 y Q1S2) se distribuye más caudal en la dirección “x”, en tanto que en los casos restantes, donde los caudales de entrada son diferentes, el cruce funciona como un igualador del flujo, es decir, que en la dirección donde entra mayor caudal, sale menos y viceversa. Se observa una aparente falta de simetría, siendo la dirección “x”, la preferente.

En la Figura 2 se presenta los calados medidos para el caso EXP. En todos los casos se observa la ocurrencia de resaltos debido a que en la zona del cruce es flujo tiende a ser subcrítico, tal como se describe por primera vez en Nanía (1999).

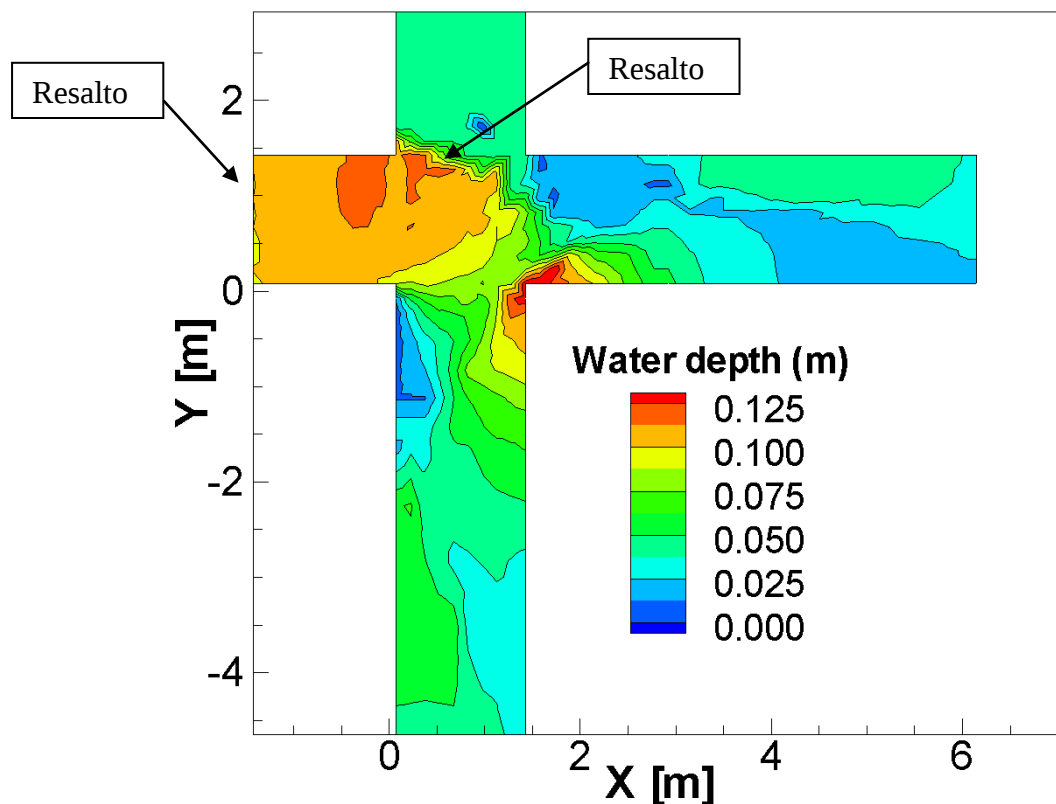


Figura 2.- Medida de los calados en laboratorio, Caso EXP.

Otras características típicas de los casos analizados son la existencia de zonas de recirculación o secado junto a las esquinas donde se encuentra una calle de entrada con una de salida y ondas cruzadas en las calles de salida que parten desde la esquina donde se encuentran las 2 calles de salida y se propagan hacia aguas abajo, tal como se espera del flujo supercrítico que sucede en ellas.

En la Figura 3 se presentan las velocidades medias en la vertical para el caso EXP, pudiéndose observar también las características del flujo comentadas en la anterior figura.

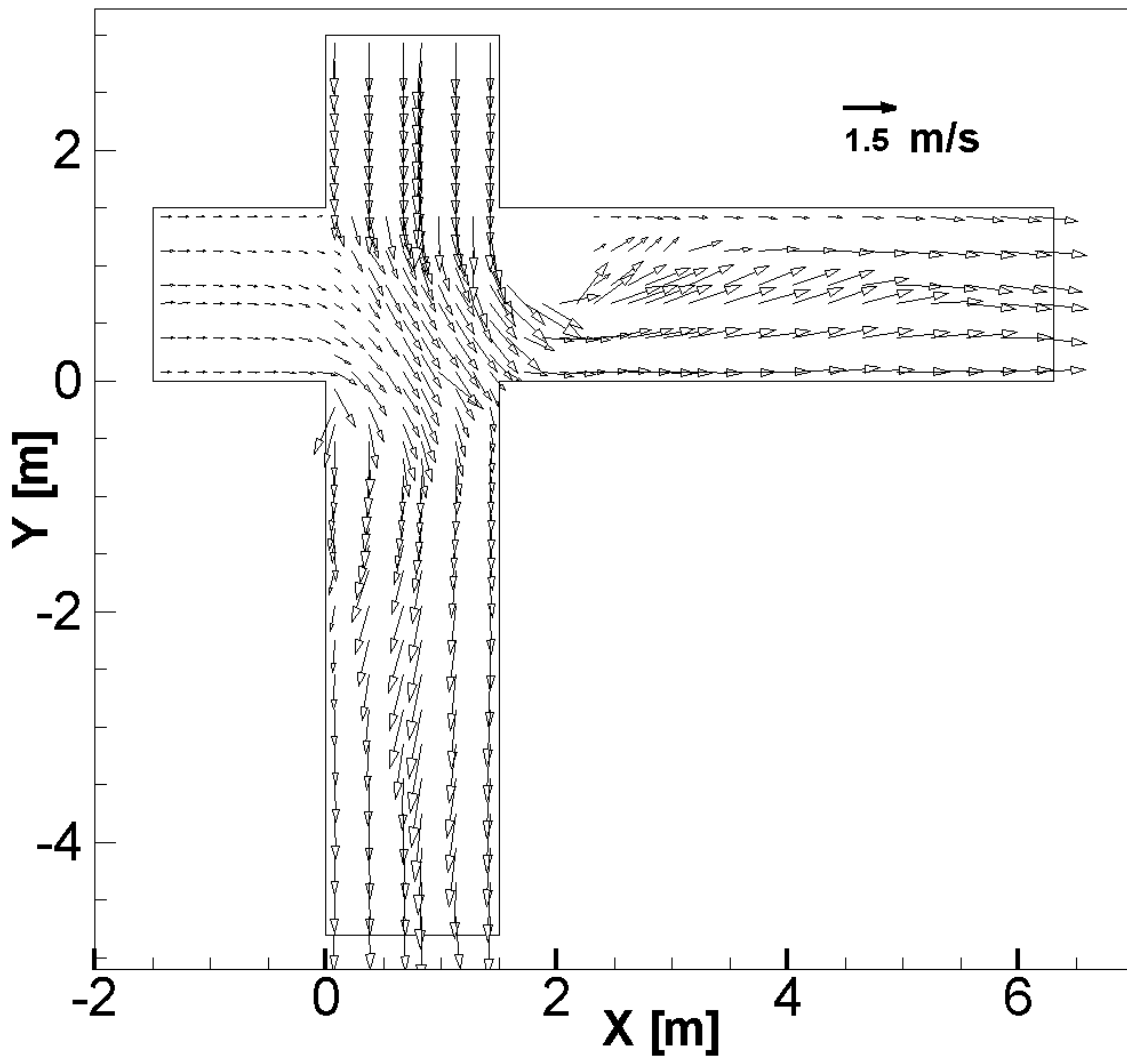


Figura 3.- Medida de las velocidades media en la vertical en laboratorio, Caso EXP.

RESULTADOS NUMÉRICOS

En la Tabla 3 se resumen las distribuciones de caudales obtenidas en las simulaciones numéricas.

Tabla 3.- Distribución de flujos obtenidos con modelo 3D.

ID	Q _{ex} [l/s]	Q _{ey} [l/s]	Q _{sx} [l/s]	Q _{sy} [l/s]
Q1S1	25,0	24,9	25,0	25,0
Q1S2	49,8	50,3	50,9	48,9
Q1S3	99,8	65,8	85,4	76,5

Puede observarse la misma tendencia en la distribución de flujos que las obtenidas en la campaña experimental, pero la simetría es evidente aquí. Se destaca que en los casos Q1S1 y Q1S2 se obtiene una distribución de caudales muy similar, cercana a 50%-50%, a pesar de la geometría es diferente, es decir, en Q1S1 las pendientes son iguales en ambas direcciones, mientras que en Q1S2 son diferentes.

En la Figura 4 se presentan los calados modelados para el caso EXP. Se observa que en general las características hidráulicas (e.g. localización y orientación del resalto hidráulico, zonas de recirculación y ondas cruzadas) son representadas correctamente.

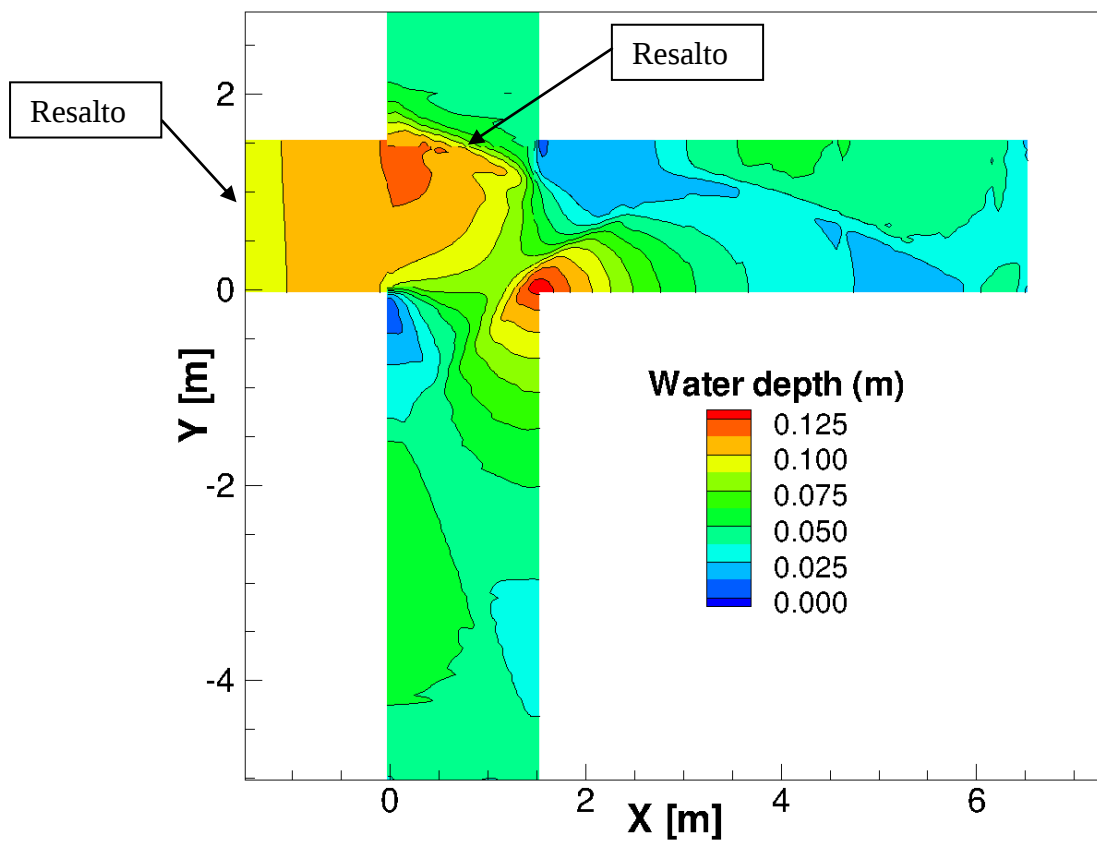


Figura 4.- Calados simulados con FLOW-3D, Caso EXP.

En la Figura 5 se presenta el campo de velocidades promediadas en la vertical. Se observa una gran similitud con el campo de velocidades medido experimentalmente y presentado en la Figura 3.

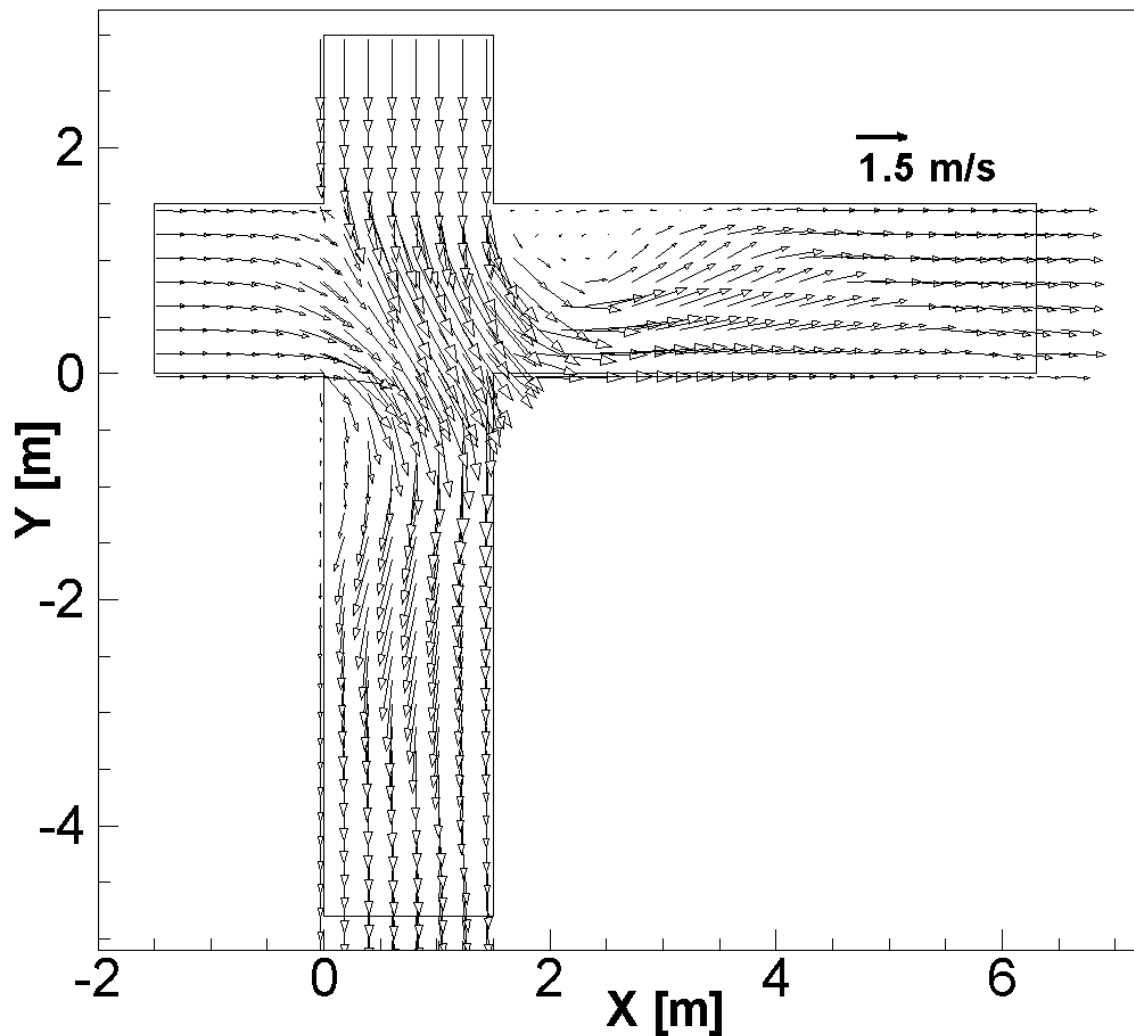


Figura 5.- Velocidades promediadas en la vertical simulados con FLOW-3D, Caso EXP.

ANÁLISIS DE RESULTADOS

Calados y Velocidades

Se observa una excelente concordancia entre los resultados experimentales, tanto de calados como de velocidades promediadas en la vertical. En la Figura 6 se presenta la velocidad promediada en la vertical para el caso EXP. Se observa que la modelación 3D se compara adecuadamente con la velocidad medida.

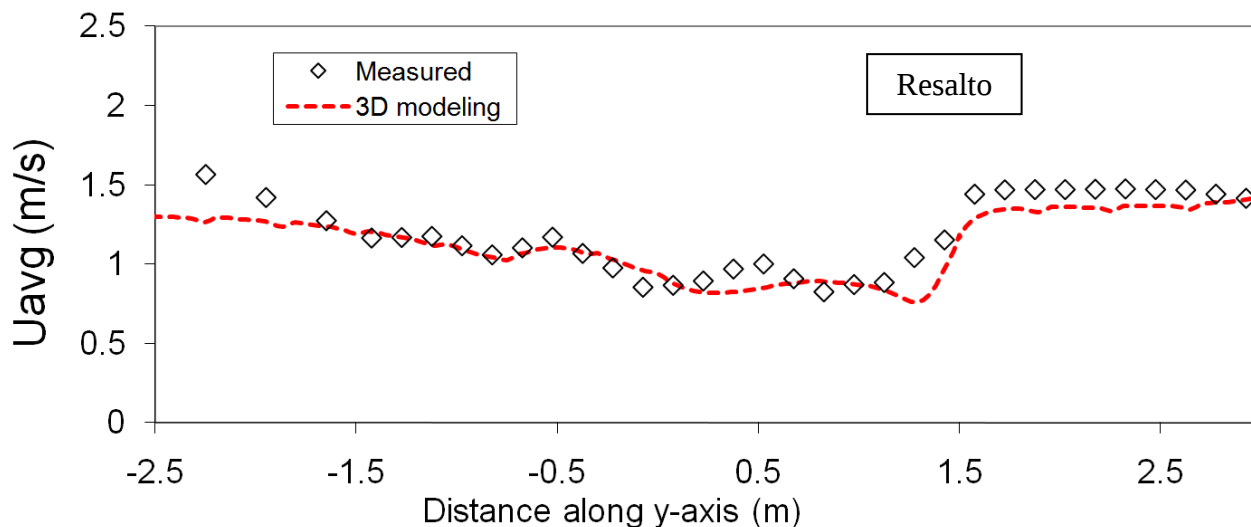


Figura 6.- Comparación de resultados numéricos y experimentales de las velocidades en el perfil $x = 0,675$ m.

En la Figura 7 se presenta sólo la comparación de los calados, para el perfil $x = 0,675$ para el caso EXP.

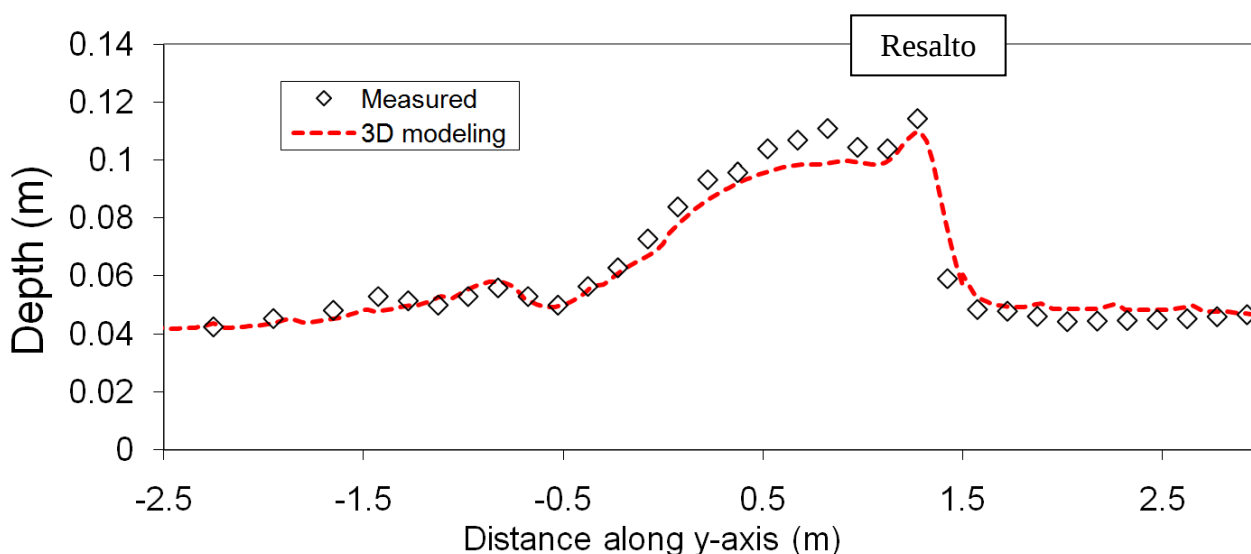


Figura 7.- Comparación de los resultados numéricos y experimentales de los calados en el perfil $x = 0,675$ m.

En la Figura 8 se presenta una vista en 3D donde se observa la lámina de agua en el caso EXP y con colores se indica la magnitud de la velocidad en la superficie.

En las Figuras 9 y 10 se presentan perfiles longitudinales con vectores indicando la dirección del flujo y colores indicando la magnitud de la velocidad. Puede observarse que las mayores componentes verticales de la velocidad aparecen en las inmediaciones de los resaltos hidráulicos y en menor medida en la zona de ondas cruzadas que se detectan en las calles de salida.

En la Figura 11 se presentan perfiles transversales a unos 0,75 m aguas arriba del cruce, en cada dirección ($x = -0,75$ m e $y = 2,25$ m, respectivamente) y a unos 0,75 m aguas abajo del cruce, en cada dirección ($x = 2,25$ m e $y = -0,75$ m, respectivamente). Se observa una relativa uniformidad en los flujos de aguas arriba, mientras que en las secciones de aguas abajo se presentan componentes verticales de cierta importancia y una gran variabilidad en los calados a lo ancho, formándose corrientes secundarias de tipo circular.

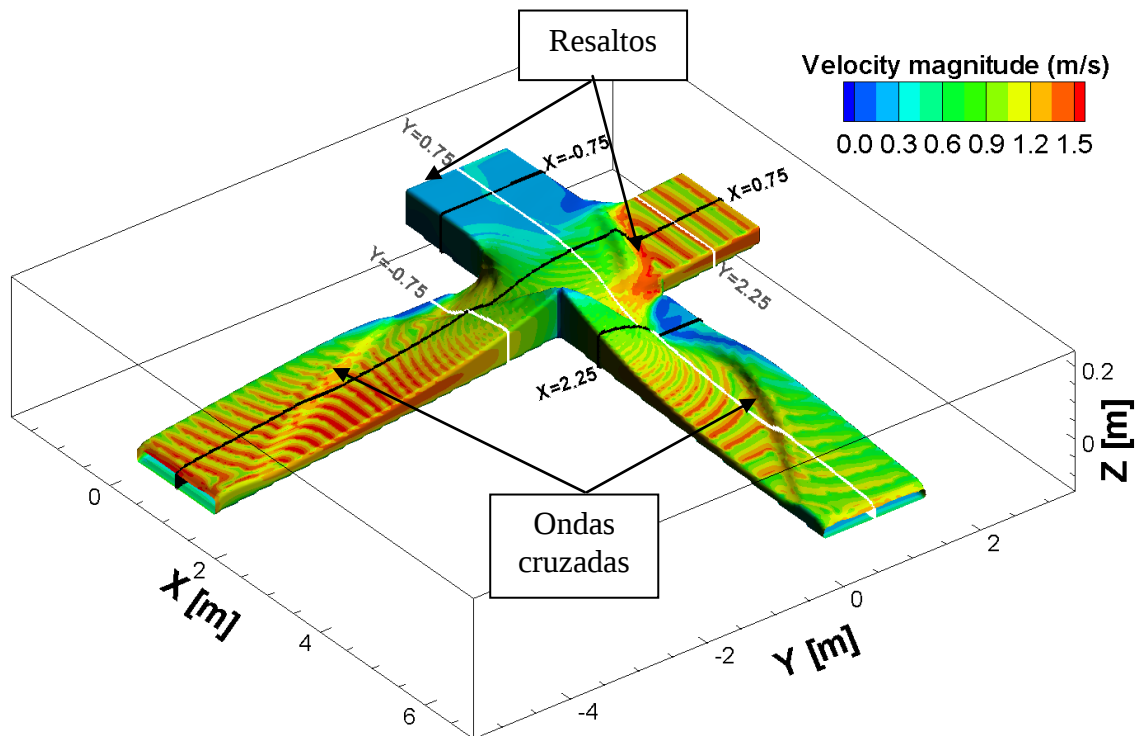


Figura 8.- Vista 3D de la lámina de agua junto con velocidades en la superficie. Caso EXP.

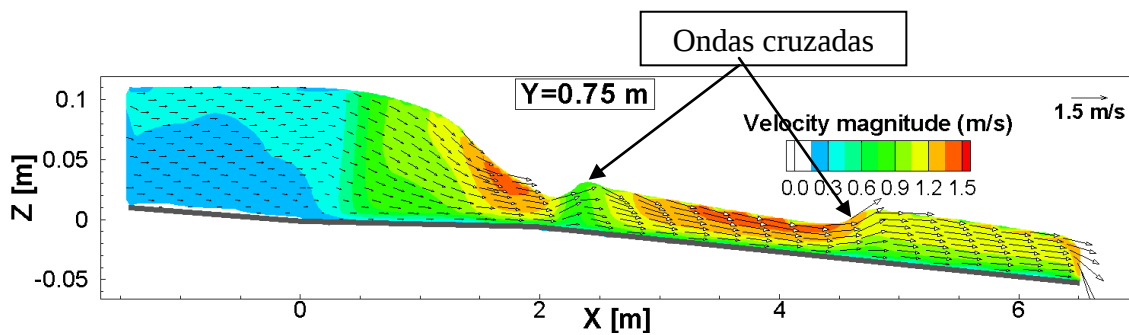


Figura 9.- Perfil longitudinal por $y = 0,75$ m, con vectores que indican la dirección del flujo y colores que indican magnitud. Caso EXP.

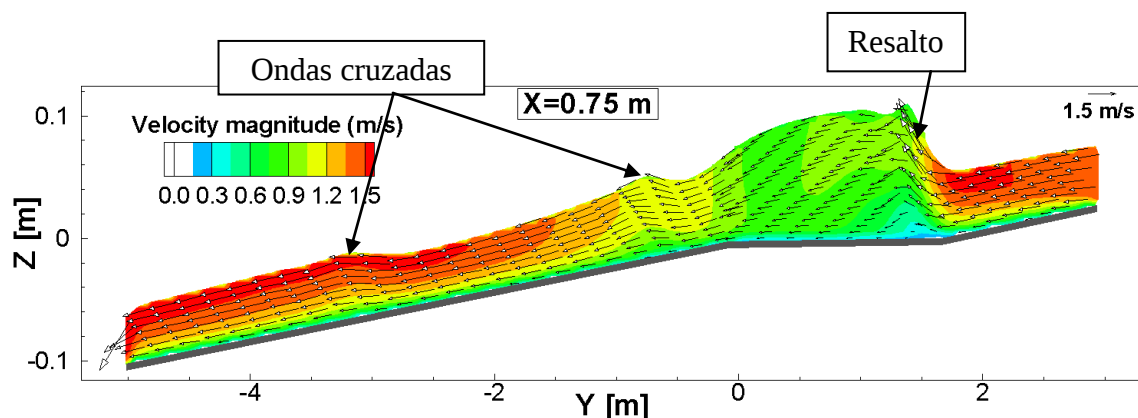


Figura 10.- Perfil longitudinal por $x = 0,75$ m, con vectores que indican la dirección del flujo y colores que indican magnitud. Caso EXP.

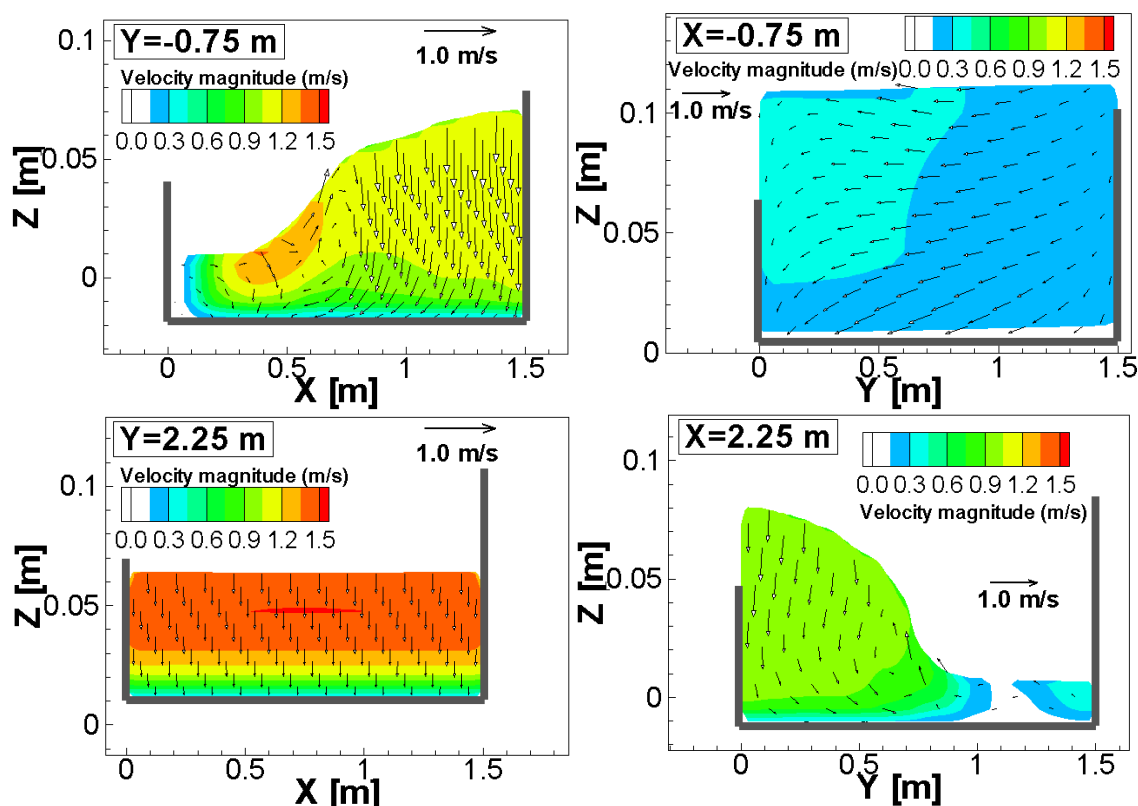


Figura 11.- Perfiles longitudinales por $y = -0,75$ m y $2,25$ m así como por $x = -0,75$ m y $2,25$ m, con vectores que indican la dirección del flujo y colores que indican magnitud. Caso EXP.

Características del flujo: oscilación de los resaltos

El resalto hidráulico que se forma aguas arriba del cruce oscila, lo cual influye en el caudal que se desagua por cada una de las calles de salida, como se muestra en la Figura 12. Partiendo de la evolución de los caudales en el tiempo, el período de oscilación medio se puede obtener a través cualquiera de las técnicas de procesamiento de señales ampliamente usadas, tales como transformadas de Fourier rápidas (FFT) o análisis de wavelet. En este caso se ha usado el segundo debido a su capacidad probada de dar una representación completa de las características de espacio-frecuencia de señales de series temporales (Torrence and Compo, 1998; Elsayed, 2006).

La Figura 13 muestra la posición relativa de los resaltos hidráulicos en dos instantes de tiempo, $t = 166$ s y $t = 172,6$ s. Ambos resaltos se mueven alternativamente: mientras el del canal en la dirección

“x” se mueve hacia aguas abajo, el del canal en la dirección “y” se mueve hacia aguas arriba y viceversa. Puede observarse que los resaltos son oblicuos con respecto a la perpendicular a la dirección del flujo y que este ángulo de inclinación aumenta según su cercanía al cruce. En esta misma figura puede apreciarse una gran similitud en los patrones de flujo registrados en ambos instantes de tiempo.

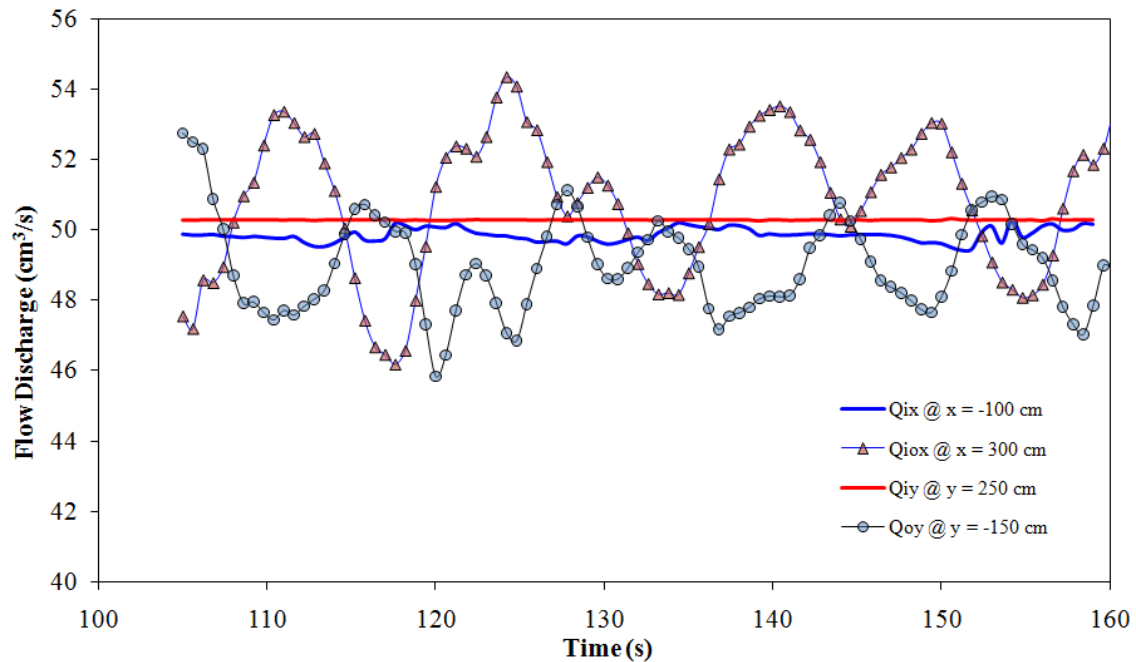


Figura 12.- Caudales de entrada y salida obtenidos en la simulación del caso Q1S2. La variación en los caudales es de alrededor del 13% en ambas direcciones.

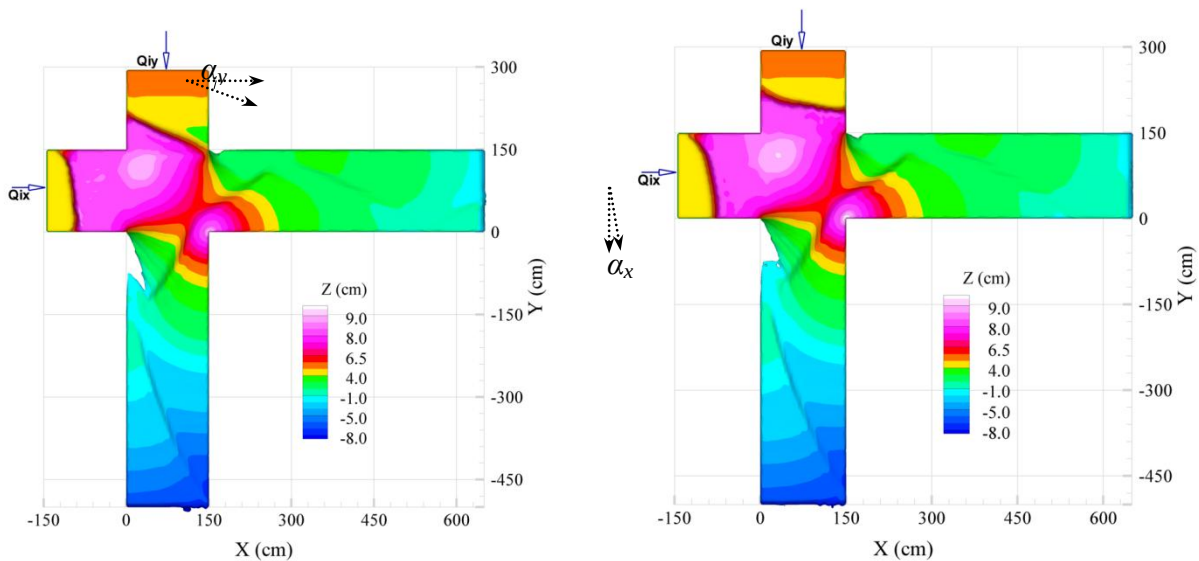


Figura 13.- Cota de lámina de agua simulada en dos instantes diferentes donde los resaltos están localizados en posiciones extremas (izquierda: $t = 166s$; derecha: $t = 172,6 s$). Caso Q1S2 de Tabla 1.

La Tabla 4 resume las características espaciales asociadas a la variabilidad del resalto, tales como periodo de oscilación, T , desplazamiento máximo horizontal, ΔS , y ángulo máximo de inclinación, α en las dirección “x” e “y”.

Tabla 4.- Características de la oscilación asociada a los resaltos.

ID	<i>Simulated (CFD)</i>						
	Q_{ox} [l/s]	Q_{oy} [l/s]	T [s]	ΔS_x [cm]	ΔS_y [cm]	α_x	α_y
Q1S1	25.0	25.0	9.5	53.2	43.3	18.6	9.1
Q2S2	50.9	48.9	6.6	16.2	24.3	17.3	23.0
Q3S3	85.4	76.5	7.2	48.6	32.4	15.9	16.4

CONCLUSIONES

Se estudia la estructura del flujo en un cruce de calles con flujos supercríticos. Se describen características típicas de este tipo de flujo, tales como resaltos aguas arriba y dentro del cruce, zonas de recirculación y ondas cruzadas en las calles de salida. Se concluye que en los casos de cruces de calles analizados el flujo tiene un comportamiento débilmente 3D, excepto en zonas localizadas, como por ejemplo, inmediaciones de resaltos, lo cual en sí mismo no afecta sobremanera al reparto de caudales y elevaciones de agua. Sin embargo, se ha apreciado una oscilación en la posición de los resaltos, lo cual provoca una variabilidad en el reparto de caudales de aproximadamente el 13 %, con periodos de oscilación de entre 6 y 10 s, lo cual coincide con lo observado experimentalmente. Esta variabilidad en la distribución de los caudales que producen las oscilaciones, a pesar de ser los caudales de entrada constantes, indica que un estudio tridimensional detallado no garantizaría poder lograr una predicción fiable, lo cual, unido a la estructura débilmente tridimensional del flujo, hace pensar que una simulación de tipo 2D podría dar un resultado lo suficientemente aproximado cuando el objetivo sea averiguar el reparto de caudales en el cruce, siendo el coste computacional mucho menor. Sin embargo es necesaria mayor investigación para determinar más exactamente bajo qué condiciones hidráulicas y de configuración de calles, se requeriría un estudio 3D.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abad, J. D., Rhoads, B. L., Guneralp, I., García, M. H.** (2008) "Flow structure at different stages in a meander-bend with bendway weirs". *Journal of Hydraulic Engineering*, 138 (8): 1052-1053.
- Abad, J.D., Bombardelli, F.A., Waratuke, A.R. and García, M.H.** (2004) "*Modeling and alternative analysis for SEPA Station No. 3*". In report "SEPA Station No. 3, Siltation Alleviation Study " from Greeley and Hansen LLC to Metropolitan Water Reclamation District of Greater Chicago. March.
- Elsayed, M.A.K.** (2006) A novel technique in analyzing non-linear wave-wave interaction. *Ocean engineering*, 33 (2), 168-180.
- Flow Science Inc.** (2008) Flow-3D V 9.2 User's Manual. Santa Fe, New México.
- Hatton, K.A., Foster, D.L., Traykovski, P., and Smith, H.D.** (2007) "Numerical simulations of the flow and sediment transport regimes surrounding a short cylinder." *IEEE J. Ocean. Eng.*, 32(1), 249-259.
- Hirt, C.W. and Nichols, B.D.** (1981) "Volume of Fluid (VOF) Method for the Dynamics of Free Boundaries," *Journal of Computational Physics* 39, 201.

- Groeneveld, J., Sweeney, C., Mannheim, C., Simonsen, C., Fry, S., and Moen, K.** (2007) "Comparison of Intake Pressures in Physical and Numerical Models of the Cabinet Gorge Dam Tunnel", Waterpower XV, Copyright HCI Publications.
- Nanía, L.S.** (1999) "Metodología numérico-experimental para el análisis de riesgo asociado a la escorrentía pluvial en una red de calles". Tesis Doctoral, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona.
- Nanía, L.; Gómez, M; Dolz, J.** (2004) "Experimental study of the dividing flow in steep street crossings". *Journal of Hydraulic Research*, 42(4), 406-412.
- Nanía-Escobar, L.; Gómez-Valentín, M; Dolz-Ripollés, J.** (2006) "Análisis de la peligrosidad de la escorrentía pluvial en zona urbana utilizando un enfoque numérico-experimental". *Ingeniería Hidráulica en México*, XXI(2), 5-15.
- Richardson, J.E., and Panchang, V.G.** (1998) "Three-dimensional simulation of scour-inducing flow at bridge piers." *J. Hydraulic Eng.*, vol. 124, no. 5, pp. 530–540.
- Smith, H.D., and Foster, D.L.** (2005) "Modeling of flow around a cylinder over a scoured bed." *J. Waterway Port Coast. Ocean Eng.*, vol. 131, no. 1, pp. 14–24.
- Torrence, C., and Compo, G.P.** (1998) A practical guide to wavelet analysis. *Bulletin of the American Meteorological Society*, 79 (1), 61-78.

APLICACIÓN DE WAVELETS EN EL ESTUDIO DE FORMAS DE FONDO EN EL RIO PARANÁ

Ronald R. Gutierrez¹, Jorge D. Abad², Daniel Parsons³, Jim Best⁴ y Oscar Orfeo⁵

¹ Estudiante de doctorado, Depto. de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad de Pittsburgh, EEUU, rrg11@pitt.edu

² Profesor Asistente, Depto. de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad de Pittsburgh, EEUU, jabad@pitt.edu

³ Profesor Asociado, Escuela de la Tierra y el Ambiente, Universidad de Leeds, Inglaterra, d.parsons@leeds.ac.uk

⁴ Profesor, Depto. de Geología, Universidad de Illinois en Urbana-Champaign, EEUU, jimbest@uiuc.edu

⁵ Centro de Ecología Aplicada del Litoral (CECOAL-CONICET), Argentina, orfeo@amet.com.ar

RESUMEN:

La configuración y comportamiento de las formas de fondo en ríos naturales depende de la interrelación entre las condiciones hidráulicas y la carga de sedimentos. La descripción cuantitativa de dicha configuración es necesaria para determinar no solo la evolución de formas de fondo sino también para determinar su efecto en las condiciones hidráulicas y los cambios que induce en la rugosidad. En la presente contribución se aplica la técnica de las transformadas unidimensionales tipo *wavelet* (Transformadas Oscilatorias, TO) para describir las diferentes escalas de formas de fondo encontradas en el Río Paraná. Debido a que la elección del tipo de TO es decisiva para obtener información representativa de las formas de fondo, se discute los criterios para elegir la TO más eficiente sobre la base de la frecuencia de muestreo y relación señal-ruido. Asimismo, dado que las formas de fondo en ríos naturales son predominantemente tridimensionales, se discute las limitaciones de las TO unidimensionales para capturar dicha morfología.

ABSTRACT:

In natural channels, the configuration and behavior of river bedforms is determined by the interrelationship between present sediment load and hydraulic conditions. A quantitative description of both configuration and behavior is necessary to understand and establish the effect they induce over bedform migration and roughness variations. This contribution elaborates on the application of one-dimensional wavelet transforms to describe the bed morphology of the Parana River. Since the election of the mother wavelet is crucial to retrieve representative information of the signal, this contribution also provides insights in the criteria to choose the most efficient mother wavelet based on sampling frequency and signal-to-noise ratios quantities. Likewise, since bedforms in natural channels predominantly show three-dimensional patterns, we discuss the limitations of one-dimensional wavelet transforms to capture such patterns.

PALABRAS CLAVE:

Lechos, formas de fondo, wavelets, Paraná.

INTRODUCCIÓN

La aplicación de la transformada de Fourier en el análisis de parámetros geofísicos ha sido recurrente en los últimos años. La transformada de Fourier permite identificar los picos y singularidades de datos estacionarios, pero no permite ubicarlos temporal o espacialmente. Las transformadas tipo *wavelet*, o transformadas oscilatorias (TO), como traducción más cercana al español, representan una herramienta de análisis relativamente nueva en las ciencias geofísicas. Esta herramienta a diferencia de la transformada de Fourier permite ubicar temporal o espacialmente los picos y las singularidades y pueden ser usados en series no estacionarias. Entre las aplicaciones relacionadas a la hidrología e hidráulica se ha registrado su uso en los siguientes tipos de análisis: turbulencia, variación espacial y temporal de las precipitaciones pluviales, patrones de las olas marítimas, régimen de escorrentía y cargas de sedimentos, paleo-climatología, variación de índices climáticos, fluctuación de los niveles de mar, características planimetrías de ríos meandricos, patrones de los fondos de cuerpos de agua, entre otros (Labat, 2005). En el estudio realizado por Cataño et al. (2009) se aplicaron TO unidimensionales para analizar el patrón de las pequeñas protuberancias (risos) superimpuestas sobre dunas en el fondo de canales experimentales. El estudio en mención concluyó que las TO recuperan eficientemente información relevante de las formas de fondo.

Como parte de las actividades del grupo de investigación de Procesos de la Tierra y Flujos Medioambientales de la Universidad de Pittsburgh, (EPEF, por sus siglas en ingles), se ha venido analizando la aplicación de TO en una y mayores dimensiones para mejorar la eficiencia de esta herramienta. El presente artículo expone los criterios para seleccionar el tipo más eficiente de TO sobre la base de la frecuencia de muestreo (FM) y la relación señal-ruido (RSR). Dado que las formas de fondo en ríos naturales son predominantemente tridimensionales (Parsons et. al., 2005), se discute las limitaciones de las TO para recuperar información tridimensional. Asimismo, se expone la metodología y conclusiones del análisis de la morfología de fondo del río Paraná (Argentina).

TRANSFORMAS OSCILATORIAS (WAVELETS)

La TO unidimensional de una señal $f(x) \in L_2(\mathbb{R})$ se realiza mediante la convolución de la función oscilatoria (wavelet) $\psi(x)$ con $f(x)$. La ecuación [1] muestra la definición matemática de la TO, donde s y b son los parámetros de escalamiento y dilación, respectivamente; y la barra representa la conjugada compleja.

$$T(s, b) = \frac{1}{\sqrt{s}} \int_{-\infty}^{\infty} f(x) \bar{\psi}\left(\frac{x-b}{s}\right) dx, s > 0 \quad [1]$$

Las TO son clasificadas en continuas y discretas. Las primeras son análogas a la transformada de Fourier y usualmente se aplican en el análisis y detección de singularidades y patrones característicos de señales. Las segundas son análogas a la transformada discreta de Fourier y son más apropiadas en la compresión y reconstrucción de señales (Antonie et. al., 2004). Entre los principales funciones de TO continuas se puede mencionar al tipo Morlet y a las derivadas de orden n de la función Gaussiana (*Derivatives of the Gaussian*, DOG). De entre estos últimos destaca la función tipo Ricker o comúnmente denominada sombrero mejicano (*Mexican Hat*) que representa la segunda derivada de la función Gaussiana. Asimismo, entre los TO discretas se puede mencionar al tipo Haar y a la familia de los Daubechies de orden n .

La elección de un determinado tipo de TO está sujeta a la naturaleza física y/o matemática del parámetro a ser analizado. Asimismo, el wavelet seleccionado debe proveer la menor área de celda de Heisenberg. El principio de incertidumbre de Heisenberg señala que existe un límite mínimo para el producto de las resoluciones de tiempo y frecuencia. Así, mientras se mejora la resolución de tiempo, la resolución de frecuencia se degrada y viceversa (Addison, 2004). Se entiende así que la elección apropiada de la TO es crucial para describir los patrones representativos de $f(x)$ y que esta depende de la naturaleza del proceso de interés.

Una serie de señales sintéticas fueron generadas para mostrar las debilidades y fortalezas de cada TO continua. Inicialmente, las señales sintéticas incluyeron una combinación de senos y cosenos, luego se introdujo un término aleatorio para obtener diferentes niveles de RSR, tal como se muestra en la Figura 1. El término aleatorio fue generado mediante el algoritmo de Wichman-Hill. Las señales fueron analizadas mediante un programa modificado del software de Torrence y Compo (1998) variando las FM desde relaciones de Nyquist (RN) menores a 0.5 hasta valores del orden de miles y RSR menores a 3, valor que se considera moderado (Ge, 2007).

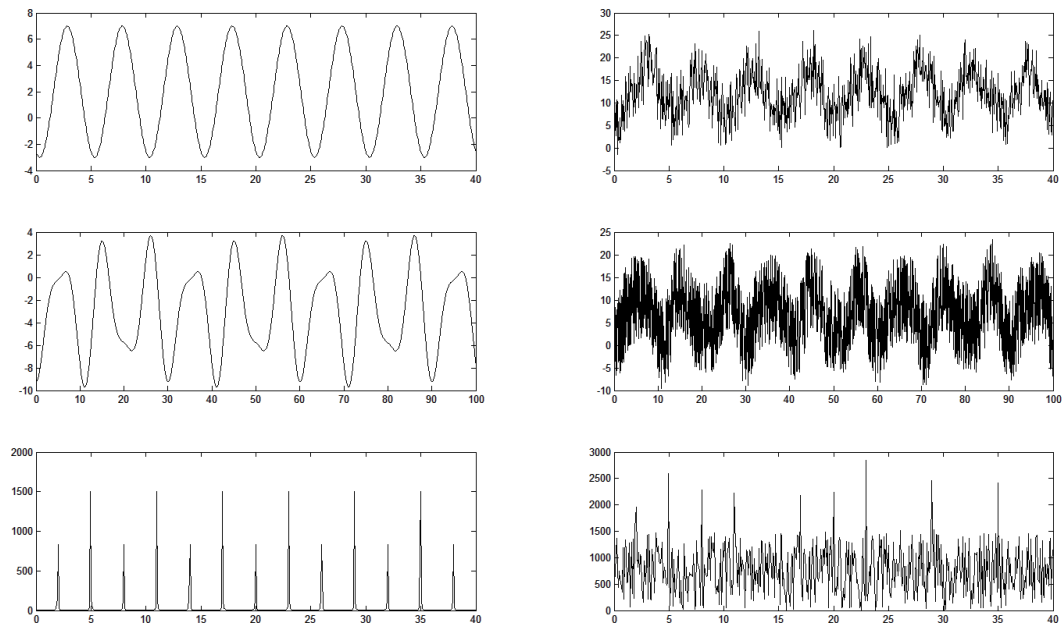


Figura 1.- Ejemplo de señales sintéticas generadas (a la izquierda) y versiones de las mismas con un término aleatorio incluido (a la derecha)

La Tabla 1 muestran las funciones que definen a las TO tipo Ricker y Morlet y sus respectivas transformadas de Fourier. Nótese que la TO tipo Morlet es una función compleja, lo que le otorga una ventaja que se discute más adelante. Además, el valor de k_0 generalmente se asume mayor a 5 para satisfacer la condición de admisibilidad (Adisson, 2005).

Tabla 1.- Definición matemática de las funciones de TO

Tipo	Definición	Transformada de Fourier
Ricker	$\psi(x) = (1 - x^2)e^{-x^2/2}$	$\hat{\psi}(\xi) = (2\pi\xi)^2 e^{-2\pi^2\xi^2}$
Morlet	$\psi(x) = e^{ik_0x} e^{-x^2/2}$	$\hat{\psi}(\xi) = \sqrt{2\pi} e^{(2\pi\xi - k_0)^2/2}$

A la luz de los resultados obtenidos se puede afirmar lo siguiente:

- Tal cual lo esperado, no es posible recuperar información alguna de la señal cuando los valores de la RN son menores a 0.5. Para valores relativamente bajos de RN (menores a 10), la función tipo Morlet recupera parte de las frecuencias representativas de las señales, mas no así la familia de los DOG. Para valores relativamente altos de RN (mayores a 50) la función tipo Morlet recupera las frecuencias coherentes (frecuencia que se encuentran en toda la muestra) de las señales con mucha mayor exactitud que la familia de los DOG e identifica también las frecuencias no coherentes. La eficiencia de los DOGs mejora a medida que se aumenta el orden de la derivada.
- La función tipo Morlet recupera información con mayor exactitud que la familia de los DOG sin importar cuán alto es nivel RSR. En este escenario también la eficiencia de los DOGs mejora a medida que se aumenta el orden de la derivada.

Estos resultados coinciden también con las observaciones de Mi et. al. (2004), en el cual se afirma que la función Morlet proporciona mejor detección y localización de varios patrones ecológicos. La

eficiencia de la función Morlet radica en el hecho de que es una función compleja, cuya parte real es una función coseno que disminuye rápidamente en el tiempo.

APLICACIÓN DE TRANSFORMADAS OSCILANTES EN FORMAS DE FONDO

Las evidencias experimentales de estudios previos muestran que los risos pueden presentar patrones en dos y tres dimensiones dependiendo de su ubicación relativa en las dunas y dependiendo de los patrones hidrodinámicos. Usualmente, los risos tridimensionales se forman entre el valle y la cresta, siendo más predominantes cerca de la cresta. Asimismo, estudios pasados han identificado el nexo entre las formas de fondo con las concentraciones y tipo de sedimentos, así como existencia de desfases entre los caudales de sedimentos y las formas de fondo (Best, 2005). Por lo tanto, la descripción apropiada de risos (sean de dos o tres dimensiones) es de significativa importancia en tanto afectan el esfuerzo de corte inducido por el fondo sobre el campo de flujo (Cataño-Lopera et. al., 2009).

En el estudio realizado por Cataño et al. (2009) se aplicaron wavelets en una dimensión para analizar el patrón de los risos. La Figura 2 muestra la morfología de fondo obtenida en estudio y la Figura 3 el resultado del wavelet tipo Morlet utilizado para el análisis de la morfología de fondo. Nótese que en este caso se observaron patrones bidimensionales y tridimensionales en los risos (*ripples*). Este estudio reveló que las TO describen eficientemente las longitudes de onda dominantes de la morfología de fondo y que permiten ubicar y cuantificar las dimensiones de las regiones de deposición y erosión.

ANÁLISIS DE LAS FORMAS DE FONDO DEL RIO PARANÁ

Parsons et. al. (2005) realizaron estudios de la morfología de del fondo del río Paraná, Argentina. Para tal efecto, efectuaron una batimetría detallada mediante un ecosonda y mediciones de la velocidad del flujo en tres dimensiones mediante un perfilador Doppler acústico. Las evidencias encontradas en dicho estudio revelaron que las dunas siguen un patrón tridimensional que está íntimamente ligado a la morfología de la duna ubicada aguas arriba, presentando además cambios en las curvaturas de las crestas y uniones y bifurcaciones que influyen significativamente en la forma de la duna ubicada aguas abajo. Como puede inferirse, estos estudios revelan la necesidad de realizar un análisis de la morfología de las dunas y los risos que no está limitada a dos dimensiones.

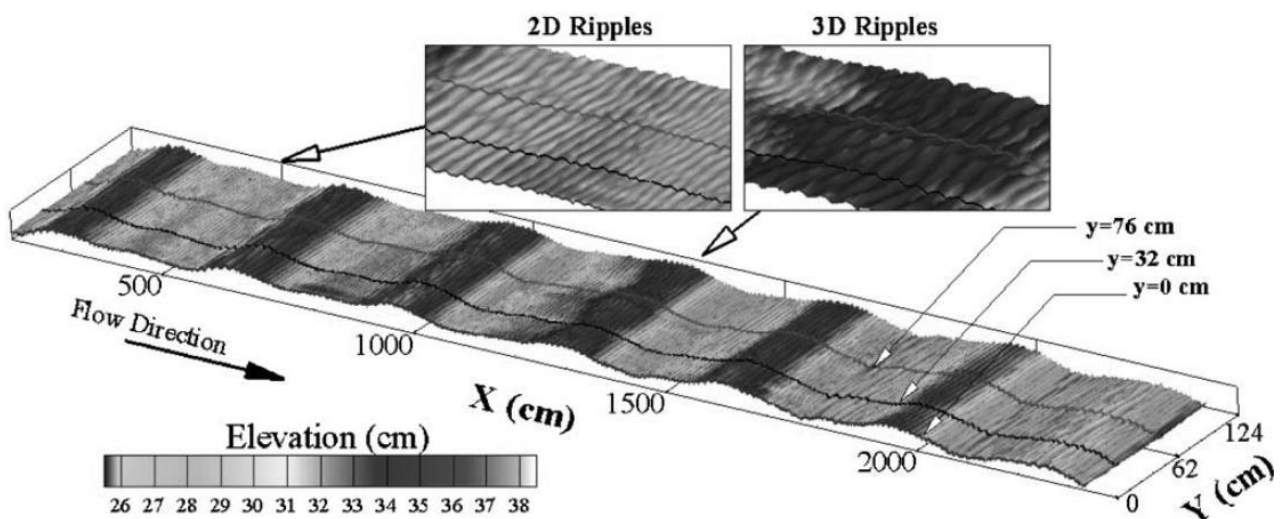


Figura 2.- Morfología de fondo del estudio de Cataño et al. (2009)

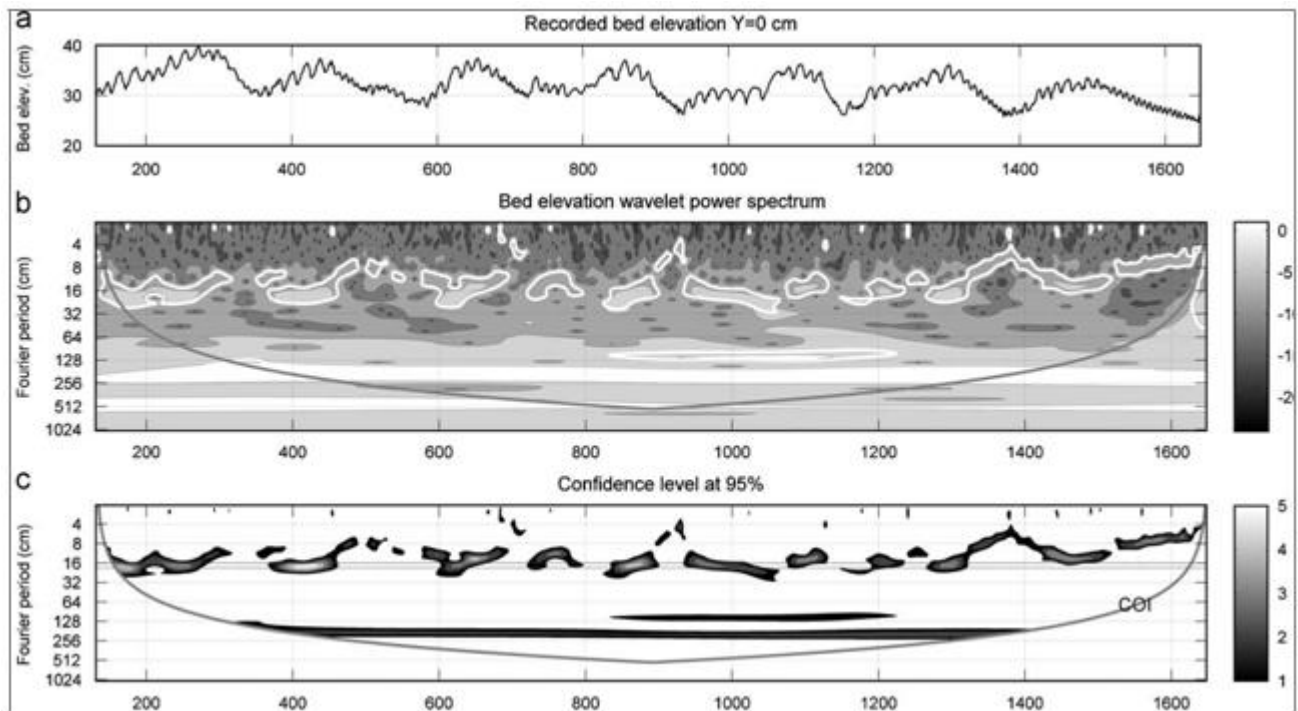


Figura 3.- Resultados del análisis de la morfología de fondo del estudio de Cataño et al. (2009). (a) Sección longitudinal 0, (b) Escalograma obtenido mediante el wavelet tipo Morlet, (c) Escalograma para un nivel de confianza del 95%.

El estudio de Parsons et. al. (2005) permitió obtener topografía continua de la geomorfología de fondo del río Paraná de un área aproximada de 200 m x 1 km (ver Figura 4). Como la muestra esta figura, se tomaron 3 transectos para realizar el análisis respectivo. La morfología del río Parana muestra patrones marcadamente tridimensionales, con bifurcaciones y crestas con orientaciones que no siguen un patrón único.

De acuerdo a lo señalado líneas arriba, la función tipo Morlet es la más eficiente para recuperar las frecuencias dominantes de una señal. Por lo tanto, para el análisis de los transectos se priorizó el uso de dicha función. Las Figuras 5, 6 y 7 muestran los resultados obtenidos.

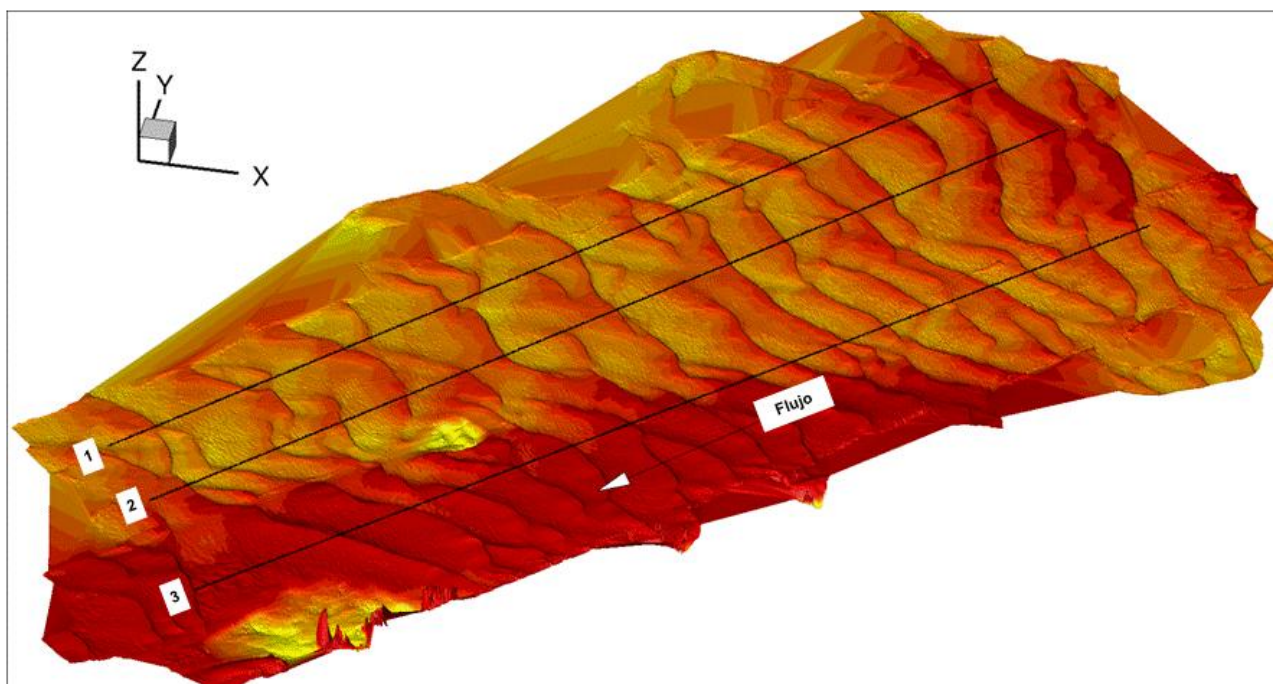


Figura 4.- Profundidad de la columna de agua en el río Paraná (basado en Parsons et al., 2005). Las líneas definen la ubicación de los transectos y las zonas más oscuras representan las áreas más someras.

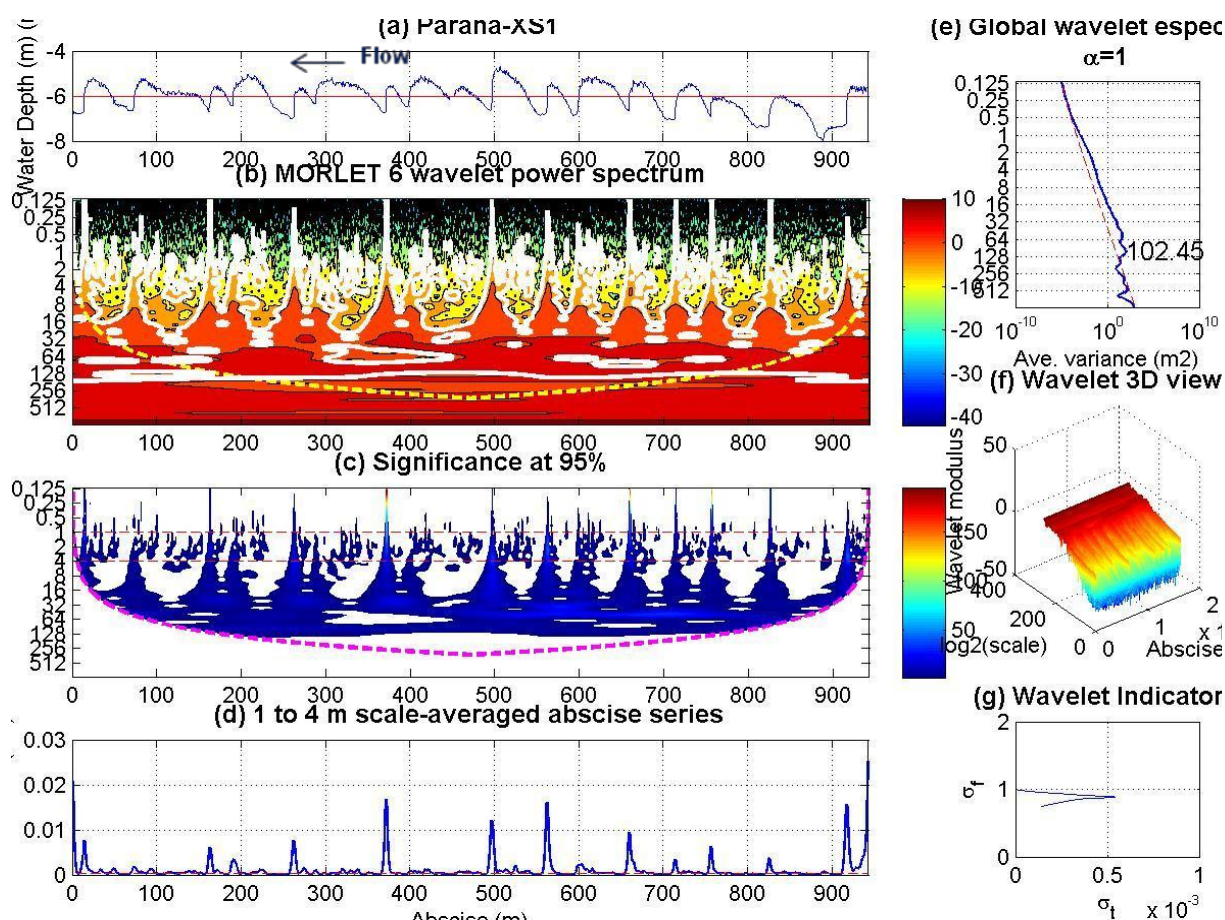


Figura 5.- Resultados de análisis del transecto 1. (a) profundidad de agua, (b) escalograma, (c) significancia al 95%, (d) escalas de longitud de ondas entre 1 a 4m, (e) espectro global mostrando las longitudes de onda dominantes, (f) vista tridimensional del escalograma, (g) indicador de la varianza en el espacio tiempo y frecuencia.

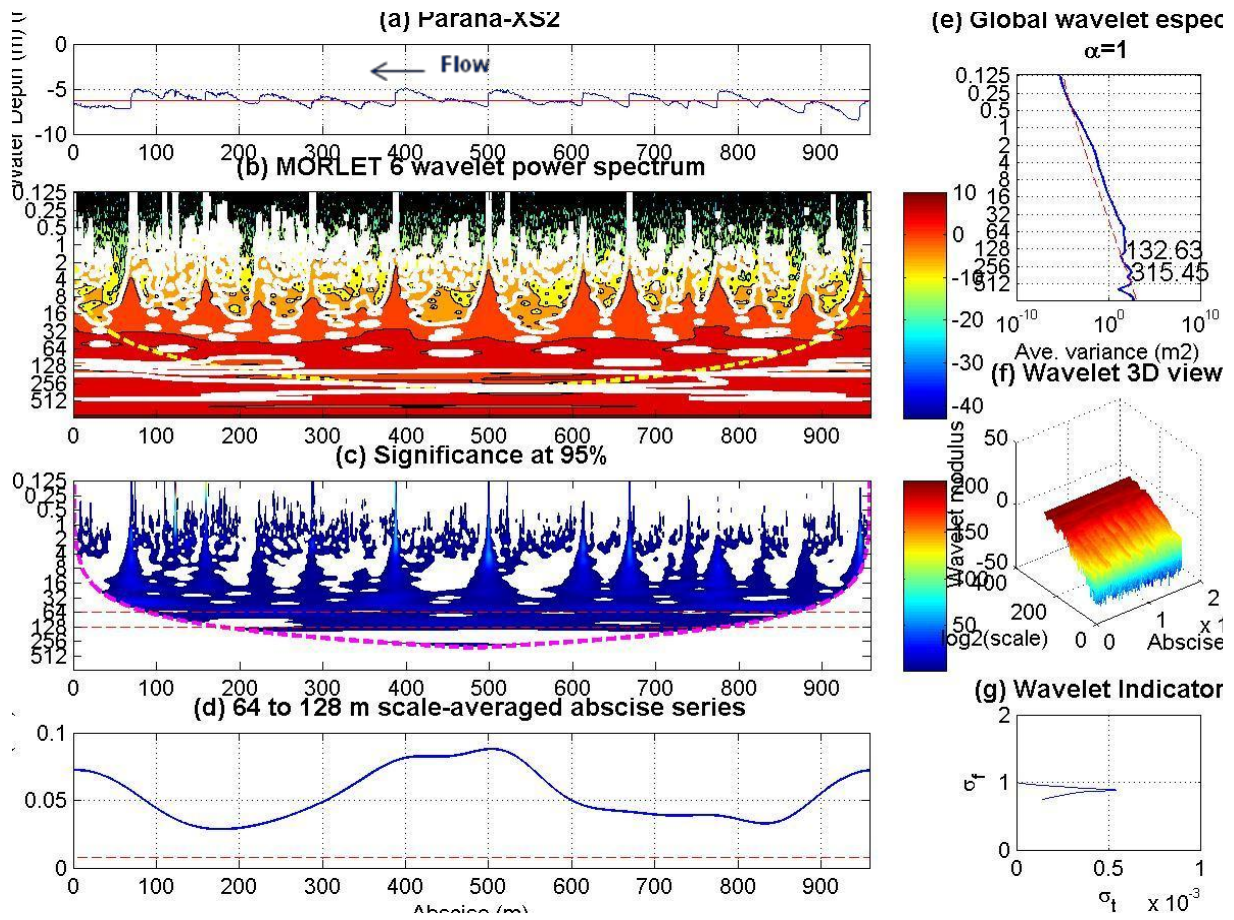


Figura 6.- Resultados de análisis del transecto 2. Similar a Figura 5.

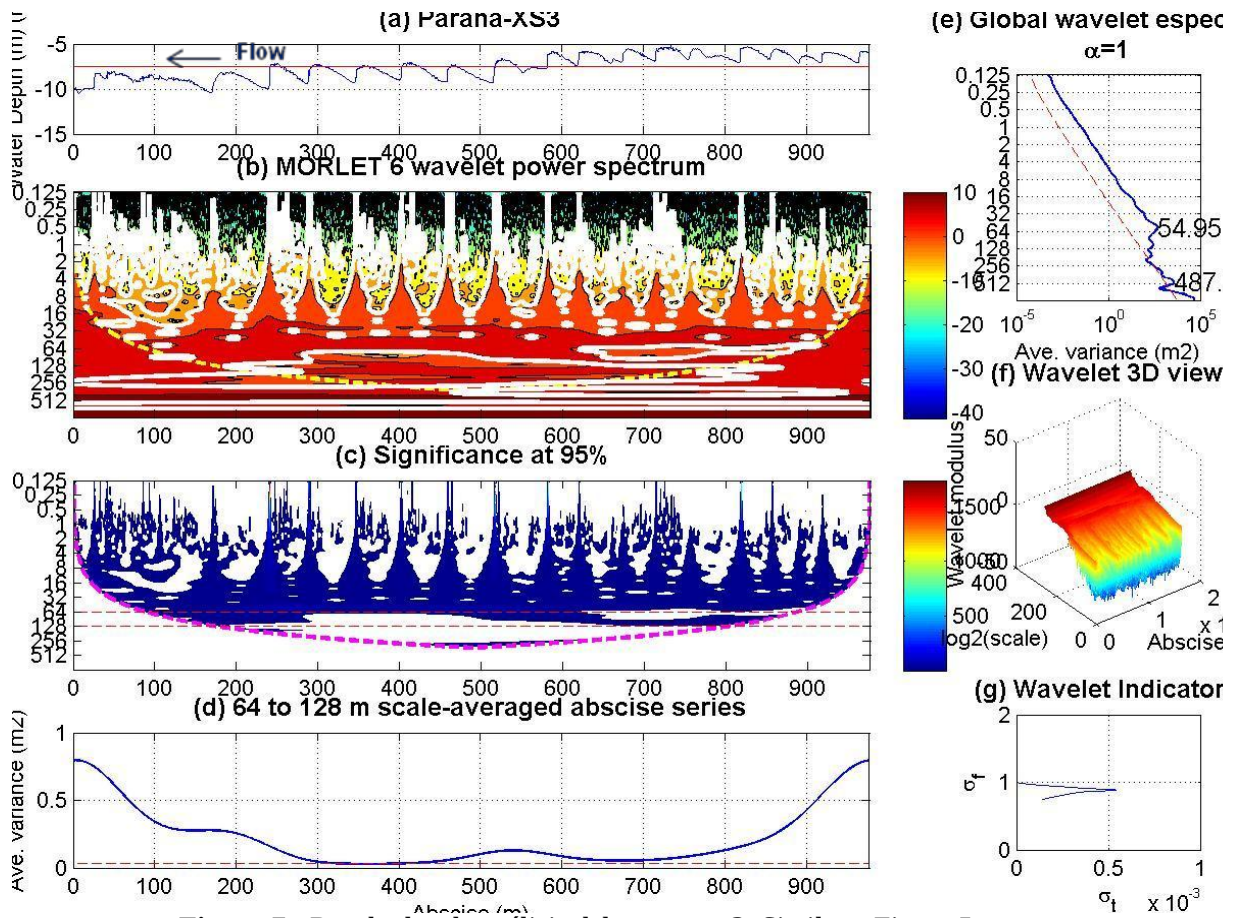


Figura 7.- Resultados de análisis del transecto 3. Similar a Figura 5.

A partir de los resultados expuestos podemos afirmar que:

- La TO permiten cuantificar eficientemente las longitudes de onda predominantes de las dunas. Sin embargo, para las presentes escalas, no recuperan las longitudes de onda de los risos. Para tal efecto, podrían aplicarse TO discretas multiescalares y luego analizar la señal filtrada con el mismo procedimiento descrito en el presente estudio;
- Comparando los resultados obtenidos con los de los estudios similares realizados por Jain y Keneddy (1971) y Perron et. al. (2008), en los que se desarrollaron análisis multivariantes, se observa que las TO permiten superar las limitaciones de los espectrogramas, a partir de los cuales se puede obtener solamente una longitud de onda característica y en los que se asume a priori que las señales que describen a las formas de fondo son estacionarias; y
- En las secciones 1 y 2 la TO identifico una frecuencia coherente (lo que indica que las formas de fondo en las direcciones consideradas son relativamente estacionarias) y frecuencias no estacionarias relativas a los risos de un orden de magnitud casi constante. Este no es el caso de la sección 3, donde la Figura 7 muestra dos longitudes de onda predominantes que indican que la señal es no-estacionaria. Estos hechos permiten deducir que los resultados arrojados por las TO unidimensionales son sesgados, toda vez que obedecen a la dirección elegida del transecto. Asimismo, los TO unidimensionales claramente muestran limitaciones para recuperar información de bifurcaciones y cambios de orientación de risos y dunas.

CONCLUSIONES

La aplicación de los TO unidimensionales tiene limitaciones para realizar una descripción espacial de las longitudes de onda de las formas de fondo cuando estas son marcadamente tridimensionales. Mediante el uso de TO bidimensionales se predice que se podrán superar estas limitaciones. Esto permitiría a su vez cuantificar más adelante y con mayor precisión la rugosidad y los esfuerzos de corte y de grano del tramo en estudio del río Paraná. Se agradece las discusiones técnicas con el Dr. Cataño de la Universidad de Illinois. Esta investigación es desarrollada gracias al soporte económico para la carrera académica del Prof. Abad otorgada por el Depto. de Ingeniería Civil y Ambiental de la Universidad de Pittsburgh.

REFERENAS BIBLIOGRÁFICAS

Addison P. (2004). The illustrated wavelet transform handbook. Institute of Physics Publishing Bristol and Philadelphia, United Kingdom.

Antonie J., Murenzi R., Vanderghyest P. y Twareque S. (2004). Two-dimensional wavelets and their relatives. Cambridge University Press, United Kingdom.

Best J. (2005). The fluid dynamics of river dunes: A review and some future research directions. *Journal of Geophysical Research*, Vol. 110.

Cataño-Lopera Y., Abad J. D., Garcia M. H. (2009). "Characterization of bedform morphology generated under combined flows and currents using wavelet analysis", *Journal of Ocean Engineering*, Elsevier, Vol. 36, issues 9-10, July 2009, pp. 617-632.

Ge Z. (2007). Significance tests for the wavelet power and the wavelet power spectrum. *Annales Geophysicae*, 25, 2259–2269.

- Jain C.S., Kennedy J.F.** (1971). "The growth of sand waves". Stochastic Hydraulics. University of Pittsburgh School of Engineering Publication Series, Pittsburgh.
- Labat, D.** (2005). Recent advances in wavelet analyses: Part 1. A review of concepts. *Journal of Hydrology*, 314 (2005) 275-288.
- Mi X., Ren H., Ouyang Z., Wei W, y Ma K.** (2004). "The use of the Mexican Hat and the Morlet wavelets for detection of ecological patterns". *Journal of Plant Ecology*, Vol. 179, issue 1, pp. 1-19.
- Parsons D. R., Best J. L., Orfeo O., Hardy R. J., Kostaschuk R. and Lane S. N.** (2005). "Morphology and flow fields of three-dimensional dunes, Rio Parana', Argentina: Results from simultaneous multibeam echo sounding and acoustic Doppler current profiling", *Journal of Geophysical Research*, Vol. 110, F04S03, pp. 2-9.
- Perron J.T., Kirchner J.W., y Dietrich W.E.** (2008). "Spectral evidence of characteristic spatial scales and non-fractal structure in landscapes". *J. Geophys. Res.*, 113, F04003, doi:10.1029/2007JF000866.
- Torrence C., y Compo G.P.** (1998). "A practical guide to wavelet analysis". *Bulletin of the American Meteorological Society* 79, 61–78.

FUNCIÓN MECANICISTA PARA LA EXTRACCIÓN DE AGUA DEL SUELO POR LOS CULTIVOS

Manuel Zavala¹, Carlos Fuentes², Heber Saucedo³ y Carlos Bautist-Capetillo¹

¹Universidad Autónoma de Zacatecas, Zacatecas, México; ²Universidad Autónoma de Querétaro, Querétaro, México;

³Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Morelos, México;

mzavala73@yahoo.com.mx; cbfuentesr@gmail.com; hebersaucedo@yahoo.com; baucap@gmail.com

RESUMEN:

Se presenta una función mecanicista para la extracción de agua por las plantas que es proporcional al componente difusivo del fenómeno de la infiltración. Su estructura se infiere en un teorema presentado en la literatura que demuestra, que sólo mediante el uso de las características hidrodinámicas de Fujita-Parlange es posible linealizar en el potencial de Kirchooff, la ecuación Fokker-Planck de la infiltración unidimensional y llevarla a una forma de la ecuación de Burgers. Para aplicar la función de extracción a escenarios de riego agrícola, se desarrolla un modelo numérico basado en la ecuación de Richards unidimensional que describe el movimiento de agua en el suelo; se discretiza espacialmente esta ecuación diferencial no lineal con un método de elemento finito y su integración en el tiempo se realiza con un método de diferencias finitas. El esquema numérico se valida comparando sus resultados con los obtenidos con una solución exacta de la ecuación Fokker-Planck derivada para condiciones límite simplificadas. Se aplica el modelo numérico al análisis de un escenario de extracción de agua por las plantas considerando condiciones representativas del riego superficial, lo cual permite mostrar la versatilidad del modelo para representar las variables del riego y la extracción.

ABSTRACT:

A mechanistic function to describe water uptake by roots plant is presented. The sink function is proportional to the diffusive component of the infiltration process. The structure of this function is deduced in a theorem presented in the literature that shows that only by using the hydrodynamic characteristics of Fujita-Parlange may linearize the potential Kirchooff, the Fokker-Planck equation of one-dimensional infiltration and bring it to a form of the Burgers equation. To apply the sink function at irrigation scenarios, a numerical model based on one-dimensional Richards equation is developed. The spatial discretization of this differential equation is performed with the finite element method and time integration with a finite difference method. The numerical scheme is validated considering an exact solution of the Fokker-Planck equation derived for simplified conditions. Numerical model was applied to analyze the water-uptake in a scenario of the surface irrigation, which allows to show the versatility of the model to represent the variables present in irrigation and water uptake.

PALABRAS CLAVE:

Función de extracción, transpiración, humedad en el suelo.

INTRODUCCIÓN

La extracción de agua por las plantas es uno de los principales componentes del sistema hidrológico subsuperficial. Molz (1981) señala que aproximadamente el 50% de la evapotranspiración ocurre en la interfaz suelo-raíz. La forma tradicional de analizar la extracción desde el enfoque mecanicista, se basa en la ecuación que describe los procesos de transferencia de agua en el suelo, la cual resulta de la combinación del principio general de conservación de masa y la ley de Darcy generalizada a suelos parcialmente saturados. La forma unidimensional de esta ecuación formulada en términos del contenido de agua, tipo Fokker-Planck, es:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left[D(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial z} \right] - \frac{dK}{d\theta} \frac{\partial \theta}{\partial z} - S \quad [1]$$

donde θ es el contenido volumétrico de agua [L^3L^{-3}], que en un suelo parcialmente saturado es función del potencial de presión del agua en el suelo ψ ; $D(\theta)$ es la difusividad hidráulica [L^2T^{-1}]; K es la conductividad hidráulica [LT^{-1}] y puede ser función del contenido volumétrico de agua; z la coordenada vertical orientada en forma positiva en la dirección descendente [L]; t el tiempo [T]; y S es el término de fuente o sumidero [$L^3L^{-3}T^{-1}$].

Los modelos clásicos para analizar la extracción de agua por las plantas, representan el término de fuente de la ecuación (1) mediante funciones de extracción, las cuales pueden ser clasificadas en semi-empíricas y mecanicistas. Las funciones semi-empíricas relacionan la extracción con la profundidad de las raíces, el contenido de humedad del suelo y la transpiración de las plantas, enfocándose a reproducir los datos de extracción medidos en campo o laboratorio sin considerar detalladamente la física del proceso de extracción (Feddes *et al.*, 1976; Jarvis, 1989; Dardanelli *et al.*, 2004). Estos modelos presentan una estructura matemática sencilla que facilita su aplicación, sin embargo no contribuyen a mejorar el conocimiento que se tiene sobre la forma en que las raíces extraen el agua del suelo, dado que sus parámetros se han determinado para condiciones particulares y requieren ser replanteados cada vez que se aplican en condiciones distintas a las que prevalecían en su derivación.

Las funciones de extracción mecanicistas presentan expresiones matemáticas basadas en la ley de Ohm, bajo la hipótesis de que el flujo de corriente eléctrica en un sistema de resistencias es análogo al flujo del agua en la interfaz suelo-raíz; la aplicación de estas funciones requiere un conocimiento detallado de la distribución de la densidad de las raíces y de las magnitudes de resistencia al flujo del agua del suelo y de las raíces (Feddes *et al.*, 1974; Radcliffe *et al.*, 1986).

A pesar de que se han realizado numerosas investigaciones para predecir la extracción, la continua variación en el tiempo y el espacio de las características de las plantas, se ha constituido en la principal limitante para el establecimiento de una relación unificada que describa este proceso. Adicionalmente las funciones de extracción son formuladas de manera independiente a los conceptos de la teoría de infiltración de la física de suelos, lo cual limita sensiblemente la justificación general de sus parámetros en este contexto.

El objetivo de este trabajo es establecer una función de extracción mecanicista en el contexto de la teoría de infiltración, desarrollar un modelo numérico basado en la ecuación de transferencia de agua en su forma unidimensional, validarlo y aplicarlo a la simulación de un escenario de extracción de agua por las raíces de las plantas.

MATERIALES Y MÉTODOS

i) La función de extracción

El análisis analítico de la infiltración, redistribución y evaporación de agua del suelo, se basa en la ecuación Fokker-Planck (1). Fuentes citado por Saucedo (1997) ha desarrollado un teorema en el que demuestra que solamente a partir del uso de la forma para la difusividad presentada por Fujita (1952) y del modelo de conductividad hidráulica propuesto por Parlange *et al.* (1982), es posible linealizar en el potencial de Kirchhoff la ecuación Fokker-Planck de la infiltración unidimensional y llevarla a una forma de la ecuación de Burgers (1948); lo cual le ha permitido obtener una solución analítica exacta para condiciones iniciales y de frontera simplificadas. En este procedimiento se infiere la estructura de la función de extracción.

El modelo para la difusividad hidráulica de Fujita (1952) es:

$$D(S_e) = \frac{K_s \lambda_s}{\theta_s - \theta_r} \frac{1 - \alpha}{(1 - \alpha S_e)^2} \quad [2]$$

donde α es un parámetro adimensional que varían entre 0 y 1; θ_s y θ_r son el contenido volumétrico de humedad a saturación y humedad residual [$L^3 L^{-3}$], respectivamente; K_s es la conductividad hidráulica a saturación [LT^{-1}]; λ_c es la escala integral de Bouwer (1966) [L]; y $S_e = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r}$ es la saturación efectiva.

El modelo para la conductividad hidráulica de Parlange *et al.* (1982):

$$K(S_e) = K_s \frac{S_e [1 - \beta + (\beta - \alpha) S_e]}{1 - \alpha S_e} \quad [3]$$

donde β es un parámetro adimensional que varían entre 0 y 1.

El análisis de Fuentes considera la ecuación Fokker-Planck unidimensional en forma adimensional:

$$\frac{\partial \theta_*}{\partial t_*} = \frac{\partial}{\partial z_*} \left[D_*(\theta_*) \frac{\partial \theta_*}{\partial z_*} \right] - \frac{dK_*}{d\theta_*} \frac{\partial \theta_*}{\partial z_*} - S_* \quad [4]$$

donde las variables adimensionales están dadas por:

$$\theta_* = \frac{\theta - \theta_0}{\theta_s - \theta_0} \quad [5.1]$$

$$K_* = \frac{K - K_0}{K_s - K_0} \quad [5.2]$$

$$D_* = \frac{\theta_s - \theta_0}{(K_s - K_0) \lambda_c} D \quad [5.3]$$

$$S_* = \frac{\lambda_c}{K_s - K_0} S \quad [5.4]$$

$$z_* = \frac{z}{\lambda_c} \quad [5.5]$$

$$t_* = \frac{K_s - K_0}{(\theta_s - \theta_0)\lambda_c} t \quad [5.6]$$

el subíndice 0 representa las condiciones de referencia mínimas.

Y las ecuaciones (2) y (3) se transforman en:

$$D_*(\theta_*) = \frac{1-\alpha}{(1-\alpha\theta_*)^2} \quad [6]$$

$$K_*(\theta_*) = \frac{\theta_*[1-\beta+(\beta-\alpha)\theta_*]}{1-\alpha\theta_*} \quad [7]$$

Fuentes demuestra que una solución exacta de la ecuación Fokker-Planck (4) puede ser obtenida utilizando la difusividad de Fujita (ecuación 6) y la relación de Parlange entre la conductividad y difusividad (ecuación 7). Para obtener esta solución se introduce primero el potencial de Kirchhoff y enseguida la coordenada móvil de Fujita-Storm, para llevar la ecuación diferencial a la forma de la ecuación de Burgers que es lineal en el término difusivo. El coeficiente convectivo de esta última se sustituye por la transformación de Hopf-Cole para deducir la ecuación lineal clásica del calor. Durante las transformaciones el término de sumidero se define funcionalmente de modo que el resultado final sea la ecuación de calor sin término de sumidero. La solución exacta del potencial de Hopf-Cole se obtiene con la transformada clásica de Laplace para algunas condiciones iniciales y de frontera de simplificadas. En este procedimiento se infiere que:

$$\int_0^{z_*} S_*(\theta_*) dz_* = \delta_{0*} + \delta_{1*} \phi_*(\theta_*) \quad [8]$$

donde δ_{0*} y δ_{1*} son coeficientes adimensionales y $\phi_*(\theta_*)$ es el potencial de Kirchhoff adimensional

$$\phi_* = \int_0^{\theta_*} D_*(\bar{\theta}_*) d\bar{\theta}_*$$

A partir de la ecuación (8) es posible establecer la siguiente función de extracción:

$$S_* = \delta_0 + \delta_1 D_*(\theta_*) \frac{\partial \theta_*}{\partial z_*} \quad [9]$$

Puesto que el potencial de Kirchhoff $\phi = \int_0^{\theta} D(\bar{\theta}) d\bar{\theta} = \int_{-\infty}^{\psi} K(\bar{\psi}) d\bar{\psi}$, la forma dimensional de la función de extracción puede escribirse como:

$$S(\theta) = \delta_0 + \delta_1 \frac{\partial \phi(\theta)}{\partial z} = \delta_0 + \delta_1 K(\theta) \frac{\partial \psi}{\partial z} \quad [10]$$

donde δ_0 y δ_1 son coeficientes que tienen dimensiones $[T^{-1}]$ y $[L^{-1}]$ respectivamente.

Considerando este procedimiento, Fuentes *et al.* (2011) han presentado la solución analítica para el caso de una columna semi-infinita de suelo homogéneo sujeta en la superficie a una condición de Neumann de flujo constante que considera la extracción de agua por las plantas. Sin embargo las condiciones consideradas en su derivación son limitadas desde el punto de vista práctico; por ejemplo con esta solución no se pueden considerar las condiciones de anisotropía y heterogeneidad del medio poroso, ni representar la infiltración debido a la aplicación de riego por gravedad (condición tipo

Dirichlet) o a la aplicación en la superficie de un flujo variable en el tiempo. En este sentido, el desarrollo de un modelo numérico que considere la función de extracción (10) emerge como una excelente alternativa para representar mayor cantidad de variables presentes en los procesos del riego y la extracción de agua por las plantas, siendo la solución analítica una herramienta útil para validar parcialmente el esquema numérico.

ii) Solución numérica

La ecuación de transferencia de agua en el suelo formulada en términos del contenido de humedad (1) no es aplicable a medios saturados, dado que para esta condición la difusividad hidráulica no está definida. Sin embargo la existencia de la relación $\theta(\psi)$, conocida como la característica de humedad del suelo o curva de retención de humedad, permite expresar la ecuación (1) en su forma mixta, la cual si es aplicable a regiones de suelo saturadas y a suelos estratificados:

$$\frac{\partial \theta(\psi)}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left[K(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial z} \right] - \frac{dK}{d\psi} \frac{d\psi}{dz} - S \quad [11]$$

a) Discretización espacial

Al utilizar el método del elemento finito las dos variables dependientes de la ecuación (11), θ y ψ , se aproximan por una combinación lineal de funciones de base $\varphi_i^{(e)}$, definidas en relación a la función delta de Kronecker:

$$\hat{\theta}(z, t) = \sum_{i=1}^2 \varphi_i^{(e)}(z) \theta_i(t) \quad [12]$$

$$\hat{\psi}(z, t) = \sum_{i=1}^2 \varphi_i^{(e)}(z) \psi_i(t) \quad [13]$$

La sustitución de las expresiones (12) y (13) en la ecuación (11) y la aplicación del método de Galerkin de los residuos ponderados, permite obtener:

$$\int_0^{l_e} \frac{\partial \hat{\theta}}{\partial t} \varphi_j^{(e)} dz - \int_0^{l_e} \left(\frac{\partial}{\partial z} \left[\hat{K} \left(\frac{\partial \hat{\psi}}{\partial z} - 1 \right) \right] \right) \varphi_j^{(e)} dz + \int_0^{l_e} \hat{S} \varphi_j^{(e)} dz = 0 \quad [14]$$

La aplicación el segundo Teorema de Green a la ecuación (14) y el uso de funciones de interpolación lineales permite obtener:

$$[M] \frac{d\{\theta\}}{dt} + [B]\{\psi\} = \{Q\} + \{G\} - \{R\} \quad [15]$$

donde M es la matriz de masa; B la matriz de rigidez; G el vector de gravedad; Q el vector de flujos en la frontera; y R el vector de extracción. Los coeficientes de estas matrices a nivel elemento son:

$$M_{ij}^{(e)} = \int_0^{l_e} \bar{\varphi}_i^{(e)} \bar{\varphi}_j^{(e)} dz = \frac{\Delta z}{2} \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \quad [16.1]$$

$$B_{ij}^{(e)} = K_l \int_0^{l_e} \bar{\varphi}_l^{(e)} \frac{\partial \varphi_i^{(e)}}{\partial z} \frac{\partial \varphi_j^{(e)}}{\partial z} dz = \frac{K}{\Delta z} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \quad [16.2]$$

$$G_j^{(e)} = K_l \int_0^{l_e} \bar{\varphi}_l^{(e)} \frac{\partial \varphi_j^{(e)}}{\partial z} dz = K \begin{bmatrix} 1 \\ -1 \end{bmatrix} \quad [16.3]$$

$$R_j^{(e)} = S_l \int_0^{l_e} \bar{\varphi}_l^{(e)} \bar{\varphi}_l^{(e)} dz = \frac{\Delta z}{2} S_j \quad [16.4]$$

$$Q_j^{(e)} = \int_{\Gamma} q \bar{\varphi}_j^{(e)} d\Gamma = q_j \quad [16.5]$$

K es la conductividad hidráulica promedio en el elemento; $\bar{\varphi}$ son las funciones de interpolación del sistema de masa concentrado (Zienkiewicz *et al.*, 2005); y q es un flujo conocido.

b) Integración en el tiempo

La integración en el tiempo de la ecuación (15) se realiza mediante el uso de las siguientes expresiones:

$$\left(\frac{d\{\theta\}}{dt} \right)^{t+\omega\Delta t} = \frac{\{\theta\}_{t+\Delta t} - \{\theta\}_t}{\Delta t} \quad [17.1]$$

$$\psi_{t+\omega\Delta t} = \omega\{\psi\}_{t+\Delta t} + (1 - \omega)\{\psi\}_t \quad [17.2]$$

Utilizando un esquema de diferencias finitas implícito ($\omega=1$) se obtiene un sistema de ecuaciones no lineal, que se linealiza usando el método de Picard modificado (Celia *et al.*, 1989), lo que permite obtener el esquema numérico para la ecuación (11):

$$\left[\frac{\{C\}_{t+\Delta t}^p [M]_{t+\Delta t}^p}{\Delta t} + [K]_{t+\Delta t}^p \right] \{\psi\}_{t+\Delta t}^{p+1} = \frac{\{C\}_{t+\Delta t}^p [M]_{t+\Delta t}^p}{\Delta t} \{\psi\}_{t+\Delta t}^p - [M]_{t+\Delta t}^p \frac{\{\theta\}_{t+\Delta t}^p - \{\theta\}_t}{\Delta t} + \{Q\}_{t+\Delta t}^p + \frac{\{G\}_{t+\Delta t}^p - \{R\}_{t+\Delta t}^p}{\Delta t} \quad [18]$$

donde $C(\Psi) = d\theta/d\Psi$ es la capacidad específica [L^{-1}] y p es el número de iteraciones en el intervalo de tiempo.

El valor de la transpiración total (T_t) en cada intervalo de tiempo se puede calcular de la siguiente forma:

$$T_t = \sum_{i=1}^n R_i \Delta z_i \quad [19]$$

El esquema numérico (18) se codificó en lenguaje de programación C++.

APLICACIONES Y RESULTADOS

i) Validación del esquema numérico

Para verificar la consistencia de la solución numérica, se compara el perfil de humedad generado mediante la aplicación del modelo con el obtenido al usar la solución exacta de la ecuación Fokker-Planck de la infiltración unidimensional con término de sumidero de Fuentes *et al.* (2011), para el caso de una columna semi-infinita de suelo sujeta a una condición de flujo constante en la superficie.

Se simula el flujo de agua en un suelo franco-arenoso de Montecillo, México, que tiene los siguientes parámetros para las características hidrodinámicas de Fujita-Parlange (Cano, 1990): $\theta_s = 0.520$, $\theta_r = 0.185$, $\alpha = 0.969$, $\beta = 0.998$, $\lambda_c = 13.5$ cm y $K_s = 2.5$ cm/h . Adicionalmente en esta validación se asumen los siguientes valores para los coeficientes de la función de extracción (10): $\delta_0 = 0$ y $\delta_1 = 0.00111$ cm⁻¹ .

El contenido de humedad inicial en el perfil del suelo considerado en esta validación es de $\theta_{ini} = 0.25$ cm³/cm³ y en la superficie de la columna de suelo ($z = 0$) se impone un flujo de agua constante con un valor de $q = 2$ cm/h (intensidad de precipitación). Para representar el caso de una columna semi-infinita de suelo, en el modelo numérico se considera una columna de 1.5 m de profundidad y se impone en su frontera inferior una condición de gradiente hidráulico unitario (McCord, 1991).

La discretización del perfil se realiza utilizando un espaciamiento variable concentrando los nodos en la región cercana a la superficie del suelo. El espaciamiento mínimo es de $\Delta z_{min} = 0.10$ cm y el máximo de $\Delta z_{max} = 2$ cm . El paso de tiempo inicial utilizado fue de $\Delta t_{ini} = 1$ s incrementándose a lo largo de la simulación hasta un valor máximo de $\Delta t_{max} = 60$ s , el tiempo total de simulación es de 3 horas.

La comparación de los resultados es presentada en la Figura 1, donde se puede observar el buen acuerdo entre resultados numéricos y analíticos, lo que muestra la convergencia y estabilidad de la solución numérica desarrollada. El esquema numérico reproduce adecuadamente la solución analítica con un error máximo menor del 0.025%.

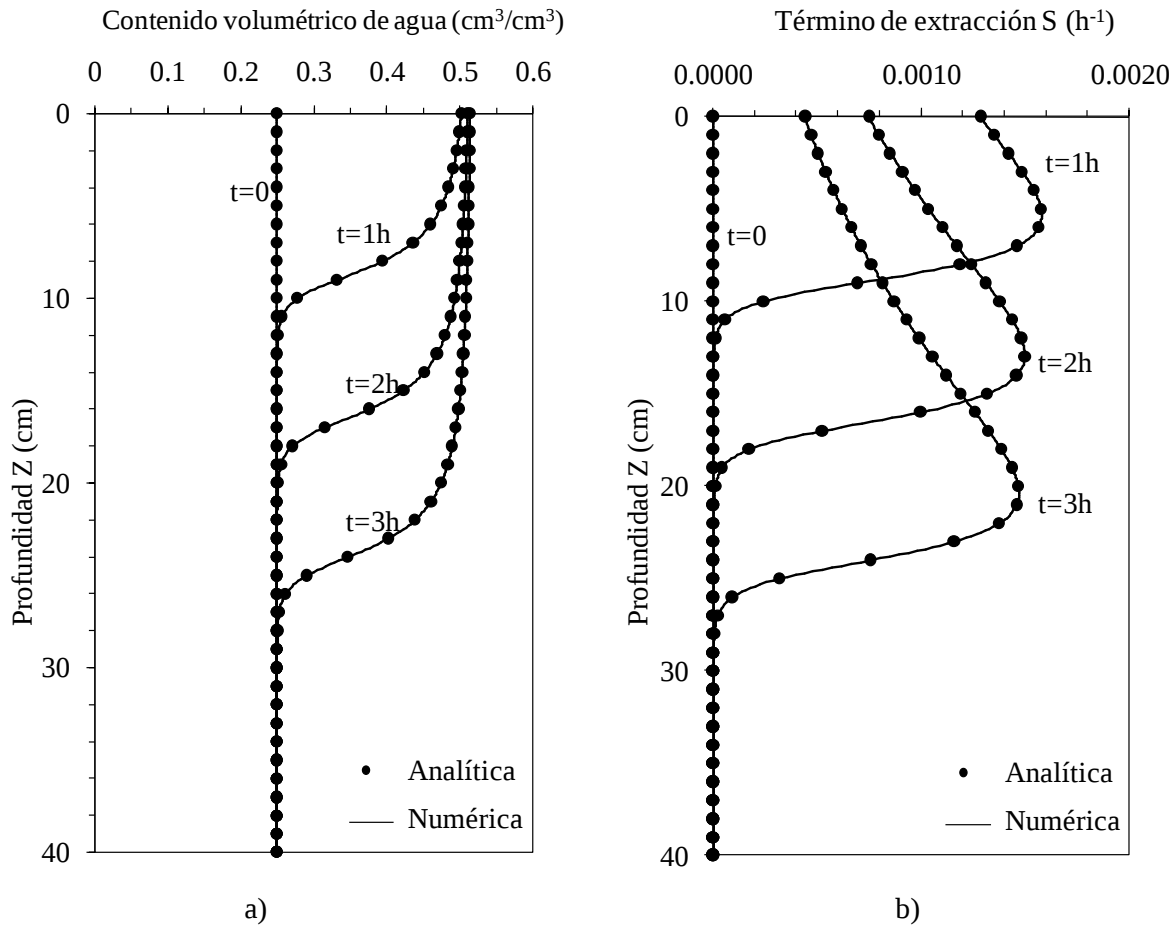


Figura 1.- Comparación de las soluciones analítica y numérica para una precipitación constante de $q_0 = 2 \text{ cm/h}$; a) evolución del contenido volumétrico de humedad; y b) evolución de la extracción S descrita con la función (10) para $\delta_0 = 0$ y $\delta_1 = 0.00111 \text{ cm}^{-1}$.

ii) Modelación de un escenario de extracción

Se aplica el modelo para obtener los perfiles de humedad en el suelo considerando la extracción de agua por las plantas bajo condiciones representativas del riego por gravedad superficial. Se usa el suelo “Brookston Clay Loam” cuyos parámetros para las características hidrodinámicas de Fujita-Parlange reportados por Fuentes *et al.* (1992) son: $\theta_s = 0.52 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$, $\theta_r = 0.05 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$, $K_s = 2.25 \text{ cm/h}$, $\lambda_c = 9 \text{ cm}$, $\beta = 1$ y $\alpha = 0.97$.

Se considera una distribución inicial uniforme a lo largo de la columna de suelo de $\theta_{\text{ini}} = 0.1 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$. Durante las tres primeras horas de simulación, en la superficie de la columna se aplica una condición de Dirichlet homogénea ($\psi = 0$) para representar condiciones de saturación asociadas a la aplicación de un riego superficial de auxilio ($t_r = 3 \text{ h}$). Posteriormente, durante el transcurso de la modelación se intercalan periodos de 16 h con evaporación y de 8 h de flujo nulo en la superficie para representar el efecto del día y la noche. La tasa de evaporación máxima utilizada fue de $E = 1 \text{ mm/d}$ con la siguiente distribución:

$$Q_e = E \sin\left(\frac{\pi t}{16}\right) \quad (20)$$

El valor de la constante δ_1 de la ecuación (6) utilizado en la simulación fue de 0.005 cm^{-1} . Los resultados obtenidos de las simulaciones son presentados en las Figuras 2 y 3.

En la Figura 2 se presentan los valores de extracción y transpiración total obtenidos para diferentes tiempos de simulación. Se puede observar que la máxima extracción descrita con la función mecanicista (10), se localiza en aquellas regiones donde existe más humedad. En la figura 3 se comparan la distribución del contenido volumétrico de agua obtenidos en los casos que se considera la extracción y cuando se desprecia ésta. Es posible observar que existen diferencias importantes en ambos perfiles de humedad, lo cual muestra la importancia de incluir el término de extracción de agua por las plantas en el análisis del flujo de agua en el suelo sobretodo en simulación de escenarios de interés hidroagrícola.

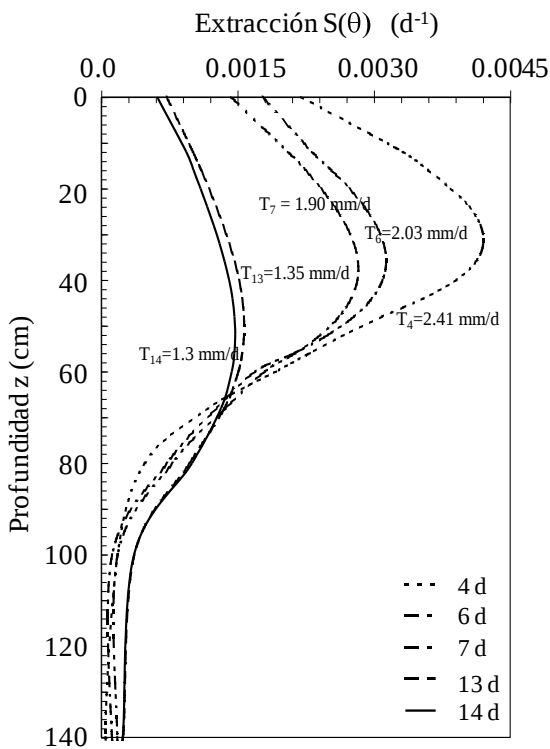


Figura 2.- Variación de la extracción de agua a través del perfil de suelo y valores de la transpiración total para diferentes tiempos de simulación.

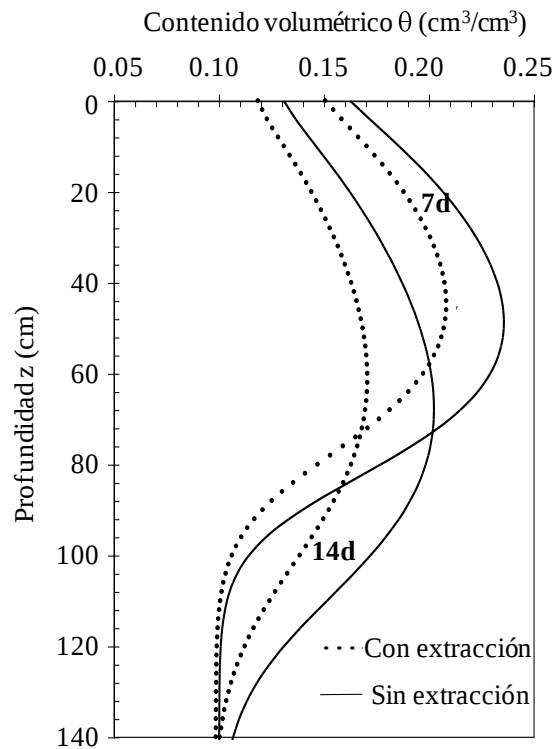


Figura 3.- Comparación del contenido de humedad en el perfil de suelo para diferentes tiempos de simulación.

CONCLUSIONES

Se estableció una función mecanicista para la extracción de agua por las plantas compatible con la teoría de infiltración de la física de suelos, considerando la ecuación Fokker-Planck de la infiltración unidimensional y las representaciones analíticas para la difusividad hidráulica y conductividad hidráulica de Fujita (1952) y Parlange *et al.* (1982), respectivamente.

Tomando en cuenta la función mecanicista propuesta en el trabajo, se desarrolló un modelo numérico para describir la extracción de agua por las raíces de las plantas, resolviendo con el método de elemento finito la ecuación unidimensional que describe los procesos de transferencia de masa y energía en el suelo. El esquema numérico fue validado utilizando una solución exacta de la ecuación Fokker-Planck de la infiltración unidimensional con término de sumidero reportada en la literatura (Fuentes *et al.*, 2011); el buen acuerdo entre resultados analíticos y numéricos así como la ausencia de

oscilaciones en la solución numérica muestran la confiabilidad del esquema numérico desarrollado. La comparación de los perfiles de humedad en un suelo franco-arenoso, ha permitido seleccionar el paso de tiempo numérico para aproximar la solución exacta en suelos con parámetros hidráulicos similares con un error relativo máximo menor de 0.025 %.

El modelo numérico fue aplicado al análisis de un escenario de extracción considerando condiciones representativas del riego por gravedad superficial. Los resultados presentados en este trabajo muestran la versatilidad del modelo numérico para representar variables presentes en el riego agrícola y en el proceso de extracción de agua por las raíces de las plantas. El modelo puede ser aplicado al análisis de la extracción previa calibración de los coeficientes de la función de extracción.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Bouwer, H.** (1966). "Rapid field measurement of air entry value and hydraulic conductivity of soil as significant parameters in flow system analysis". *Water Resour. Res.*, 2, 729–738.
- Burgers, J.M.** (1948). "A mathematical model illustrating the theory of turbulence". *Adv. Appl. Mech.*, vol. 1, 171-179.
- Cano, M.A.** (1990). *Caracterización hidrodinámica del suelo in situ y cálculo de percolación y evapotranspiración en riego por goteo*. Tesis de Maestría en Ciencias. Centro de Hidrociencias del Colegio de Postgraduados. Montecillo, México, 120 p.
- Celia, M. A., E.T. Bouloutas, and R.L. Zarba,** (1990). "A general Mass-Conservative Numerical Solution for the Unsaturated Flow Equation". *Water Resour. Res.*, 26, 1483-1496.
- Dardanelli, J.L., J.T. Ritchie, M. Calmon, J.M. Andriani, and D.J. Collino** (2004). "An empirical model for root water uptake". *Field Crops Research*, vol. 87, num. 1, 59-71.
- Feddes, R.A., E. Bresler and S.P. Neuman** (1974). "Field test of a modified numerical model of water uptake by root systems". *Water Resour. Res.*, 10, 1199-1206.
- Feddes, R.A., P.J. Kowalik, K. Kolinska-Malinka, and H. Zaradny** (1976). "Simulation of field water uptake by plants using a soil water dependent root extraction function". *J. Hydrol.*, vol. 31, 13-26.
- Fuentes, C., R. Haverkamp, and J.-Y. Parlange** (1992). "Parameter constraints on closed-form soil-water relationships". *J. Hydrol.*, vol. 134, 117-142.
- Fuentes C., C. Chávez, H. Saucedo y M. Zavala** (2011). Sobre una solución exacta no lineal de la ecuación Fokker-Planck con término de sumidero. *Tecnología y Ciencias del Agua, antes Ingeniería hidráulica en México*, vol. II, núm. 1, enero-marzo, 117-132.
- Fujita, H.** (1952). "The exact pattern of a concentration-dependent diffusion in a semi-infinite medium: Part II". *Text. Res. J.*, 22, 823–827.
- Jarvis, N. J.,** (1989). "A simple empirical model of root water uptake". *J. Hydrol.*, 107, 57-72.
- McCord, J. T.** (1991). "Application of second-type boundaries in unsaturated flow modeling". *Water Resour. Res.*, 27, 3257-3260.
- Molz, F.J.** (1981). "Models of water transport in the soil-plant system". *Water Resour. Res.*, 17, 1245-1260.
- Parlange, J.-Y., I. Lisle, R.D. Braddock and R.E. Smith** (1982). "The three-parameter infiltration equation". *Soil Sci.* 133, 337–341.

- Radcliffe, D.E., R.E. Phillips, D.I. Egli and L.Meckel** (1986). "Experimental test of a model water uptake by Soybean". *J. Agronomy*, 78, 526-531.
- Saucedo, R. H.**, (1997). *Flujo de agua hacia drenes subterráneos*. Tesis de Maestría de la DEPFI-UNAM, México, 78 p.
- Zienkiewicz, O.C., R.L. Taylor, and J.Z. Zhu** (2005). *The Finite Element Method. Its Basis and Fundamental*. Sixth ed., Elsevier, Amsterdam, 733 p.

PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y MONITOREO, DE UN SISTEMA DE PROTECCIÓN DE MÁRGENES CON ESPIGONES EN EL RÍO PARANÁ, CORRIENTES, ARGENTINA

José Daniel Brea¹, Pablo Spalletti¹, Marcelo Scaramellini²
Laboratorio de Hidráulica - Instituto Nacional del Agua (INA), Argentina
E-mail: pspallet@ina.gov.ar - dbrea@ina.gov.ar
Ecodyma S.A.E-mail: marcelo_scaramellini@ecodyma.com.ar

RESUMEN:

Se presentan los estudios realizados para el proyecto de una obra de protección de costas sobre la margen izquierda del río Paraná a la altura de la ciudad de Empedrado, Corrientes, Argentina. Se trata de una obra de envergadura, que combina tareas de dragado con la ejecución de espigones, que a la fecha se encuentra construida casi en su totalidad. Esta situación permitió, además de describir en el presente trabajo los estudios básicos para el proyecto, analizar y comentar cómo fue el comportamiento de la obra a lo largo de su período de ejecución, con respecto a las pautas previstas, incluyendo el pasaje de una crecida importante del río durante la construcción de la obra.

ABSTRACT:

The studies conducted for the project of a coastal protection on the left margin of Paraná River at the city of Empedrado, Corrientes, Argentina, are presented. This is a major work that combines dredging with the execution of groynes, which to date is built almost entirely. This situation allowed in this paper, not only to describe the basic studies for the project, but also to analyze and comment the structures performance throughout the construction period, with regard to the design conditions, including the passage of an important flood.

PALABRAS CLAVE:

Erosión, protección, espigones.

INTRODUCCIÓN

La tarea de proyectar y construir una obra de protección de márgenes en ríos caudalosos como el Paraná, en cualquier punto de su recorrido, representa todo un desafío para el ingeniero hidráulico. La magnitud del río, sus grandes caudales, hacen de este tipo de obras emprendimientos de ingeniería mayor. Esta situación se potencia si la obra de protección incluye espigones que ingresan en la corriente, con el fin de alejar las mayores velocidades de la línea de costa.

En el presente trabajo, se describen los estudios básicos realizados para el proyecto de una obra de protección de márgenes del río Paraná a la altura de la localidad de Empedrado, provincia de Corrientes, Argentina. El objeto de la obra fue controlar los severos procesos erosivos observados en la zona cercana a la isla Ercilla (Figura 1), donde se verificaron retrocesos de la costa por erosión fluvial del orden de decenas de metros/año. Esta situación puso en riesgo infraestructura urbana, y turística, así como también patrimonio histórico.

Además de los estudios básicos mencionados (hidrológicos, morfológicos, hidráulicos, sedimentológicos), a partir de los cuales se proyectó la obra, se presentan monitoreos efectuados durante la construcción de la misma que permitieron tomar decisiones durante la ejecución de la misma.



Figura 1.- Área de estudio

ESTUDIOS

Estudio Morfológico

Consistió en el análisis de imágenes satelitales y mapas de distintas épocas, y de la evolución de la batimetría en la zona de obra y su entorno a partir de los relevamientos disponibles. Permitted determinar la evolución de las márgenes e islas del río Paraná en la zona, a partir de datos recopilados de los últimos 40 años aproximadamente. Se observó que en el brazo del río Paraná que fluye frente a las costas de Empedrado, el escurrimiento principal tiende a volcarse hacia la margen izquierda, con profundidades mayores en ese sector del cauce.

Estudio Hidráulico

El estudio hidráulico incluyó la utilización de dos tipologías de modelos numéricos: uno unidimensional (HEC-RAS 4.0 River Analysis System, desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica del Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los EE.UU.) y otro bidimensional en planta (RMA2 RMA2 desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros de los EE.UU. desarrollado para simular flujos naturales a superficie libre, donde el movimiento es esencialmente horizontal y puede ser descrito por una aproximación bidimensional debido a que la aceleración vertical es pequeña en comparación con la componente horizontal). El objeto de la implementación de un modelo matemático hidrodinámico unidimensional fue la determinación de las condiciones de borde para modelos de mayor detalle, permitiendo definir para diferentes frecuencias, los caudales que escurren por planicie y por los cauces principales del río Paraná, así como los niveles líquidos en una sección en correspondencia con la ciudad de Empedrado. El modelo bidimensional se utilizó para caracterizar las condiciones hidrodinámicas del tramo, implementándose .

Para caracterizar las condiciones hidrodinámicas del tramo, se aplicó el modelo matemático bidimensional hidrodinámico RMA2 del U.S. Army Corps. Se implementó un modelo bidimensional regional, y luego uno local de detalle en la zona de obra.

A modo de ejemplo, dentro del análisis local, en la Figura 2 se presenta la malla de cálculo del modelo 2D.

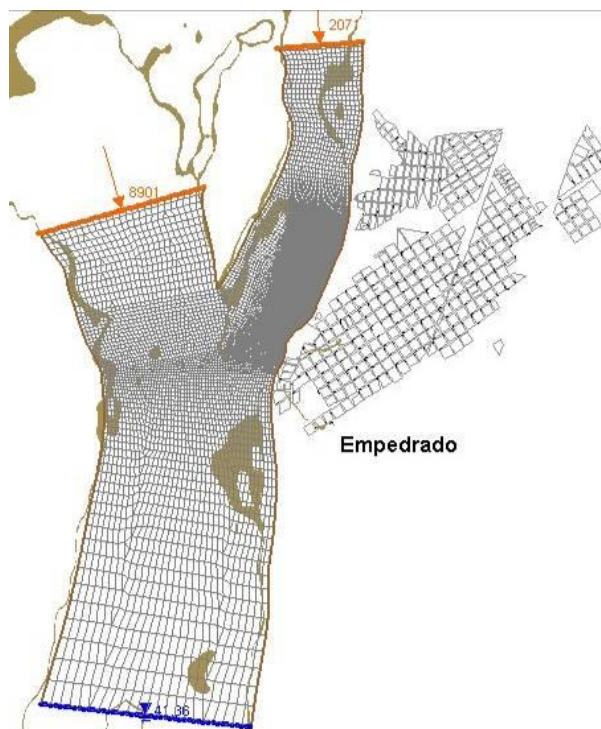


Figura 2.- Malla de cálculo modelo hidrodinámico local

Estudio sedimentológico

Para realizar el cálculo del transporte de sedimentos y la estimación de las tasas de sedimentación esperadas se utilizó el Modelo sedimentológico SED2D, que utiliza como variable de entrada la caracterización hidrodinámica provista por la modelación hidráulica bidimensional (análisis con lecho

fijo). El modelo implementado calcula el transporte sólido derivado del arrastre del material del lecho, como transporte de fondo y en suspensión, empleando la fórmula de transporte de Ackers White que ha sido calibrada en estudios previos en el Río Paraná. Como parte de los estudios geotécnicos realizados en el proyecto se efectuaron ensayos físico-mecánicos normalizados sobre cuatro muestras de arena silícea extraídas a 0,50 m y -1,00 m de profundidad. en dos cateos exploratorios, llevándose a cabo uno sobre la costa de Empedrado (Frente al emplazamiento del Hotel de Turismo) y el otro sobre el Islote (embanque) ubicado entre la Isla Ercilia y la Costa de Empedrado.

La aplicación de este modelo permite obtener resultados que expresan, por ejemplo, la tendencia a la sedimentación o a la erosión en la zona en estudio, para diferentes escenarios. Así en la Figura 3 se presenta a modo de ejemplo, la tendencia de sedimentación o erosión mensual en la condición de crecida de $Tr=10$ años, en la zona de estudio.

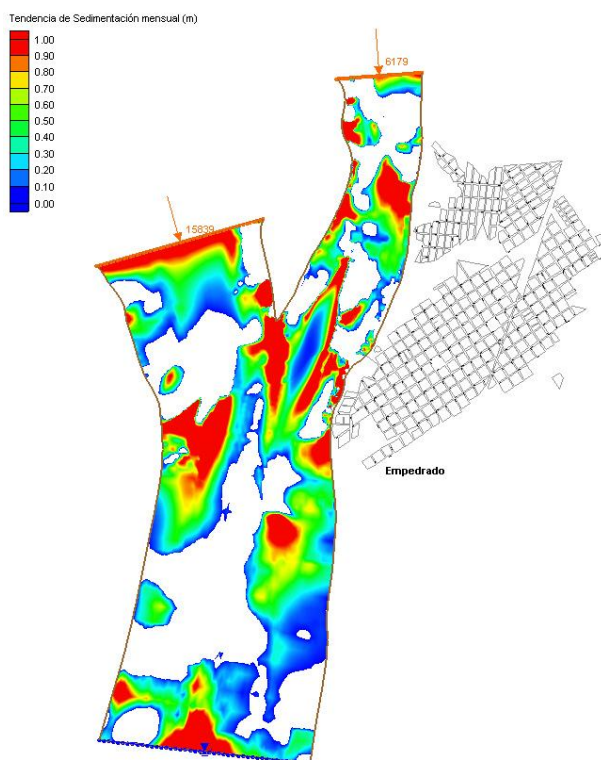


Figura 3.- Tendencia de sedimentación mensual en la condición de crecida de $Tr=10$ años

PROYECTO DE LAS OBRAS

Sobre la base de los estudios someramente aquí descriptos, se procedió al análisis de alternativas de obras que permitieran el cumplimiento de los objetivos planteados, en una zona de importantes procesos erosivos activos, como puede apreciarse en la Figura 4.



Figura 4.- Procesos erosivos en la zona del hotel de Turismo de Empedrado

La obra seleccionada, como ya se expresara, resultó de una complementación entre una defensa marginal con espigones, y tareas de dragado de canales de alivio, de modo tal que el conjunto permitiera alejar a las corrientes de la zona de obra, disminuyendo a la vez las velocidades en el entorno de la misma. Especialmente en el inicio de la construcción resultó de fundamental importancia el canal de alivio mencionado.

La obra consistió entonces de una defensa estructural de espigones, cuyo esquema en planta puede observarse en la Figura 5. Se trata de tres espigones, ubicados con un ángulo de 45° respecto a la dirección media del escurrimiento en la zona, con una longitud aproximada de 90 m. cada uno, que se complementan con tareas de dragado del cauce entre la costa protegida y el islote que se ha desarrollado entre la costa de Empedrado y la Isla Ercilia (Figura 1), proyectado de forma tal de definir una nueva corriente principal alejada de la zona protegida. El esquema tipo de la sección transversal de los espigones se presenta en la Figura 6. Los espigones fueron proyectados con una altura total de 5 metros. El cuerpo de los mismos está conformado por geotubos o geocontenedores, recubiertos con una protección flexible de bloques de hormigón unidos a geotextil, apoyada sobre un talud de material de relleno de forma de colocarse sobre una superficie de pendiente uniforme. Al pie de la obra se construyeron zapatas de protección contra la erosión local, también con mantas con bloques del tipo ya mencionado con el objeto de controlar las eventuales erosiones locales al pie de la estructura.



Figura 5.- Esquema de espigones.

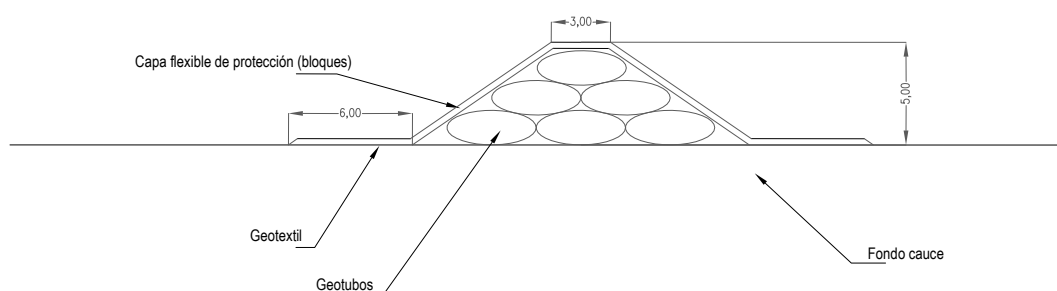


Figura 6.- Sección transversal espigón tipo proyectado

MONITOREO DURANTE LA ETAPA CONSTRUCTIVA

La magnitud y dificultad de ejecución de la obra proyectada llevó a la necesidad de realizar tareas de monitoreo durante la etapa constructiva, que consistieron básicamente en mediciones de velocidad y seguimiento de boyas. Las mediciones completas se presentan en (EVARSA, 2008). A modo de ejemplo se presentan las Figuras 7 y 8.

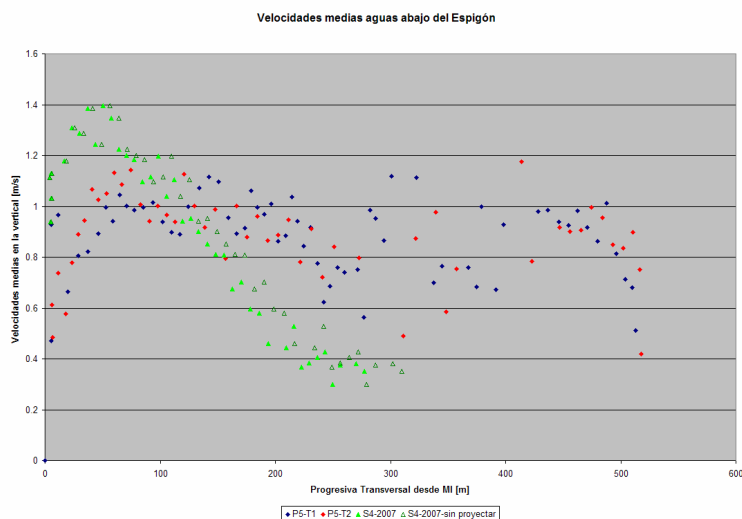


Figura 7.- Velocidades medias aguas abajo del espigón.

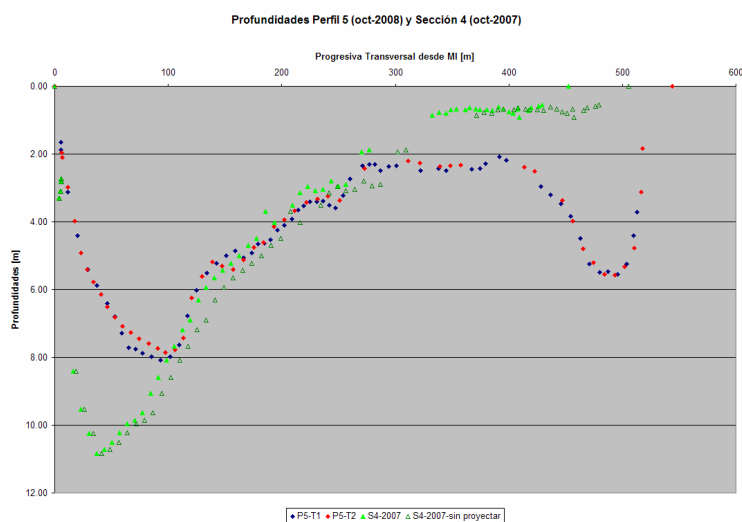


Figura 8.- Profundidades aguas abajo del espigón

En las figuras precedentes, los puntos verdes corresponden al relevamiento anterior al comienzo de la ejecución de la obra, mientras que los rojos y azules son durante la etapa constructiva. Se observó una tendencia a la uniformidad de las velocidades en la sección, con magnitudes del mismo orden en correspondencia con la zona originalmente de mayor profundidad y en el canal dragado. Se observó también que no había una concentración de flujo sobre la margen izquierda y que los valores medios de la velocidad en esta zona habían descendido, aún cuando el caudal pasante durante las últimas mediciones había sido mayor. Los monitoreos mostraron que los comportamientos del río se estaban manifestando de acuerdo a lo esperado con la ejecución de la obra proyectada.

CONCLUSIONES

Se presentado el proyecto y seguimiento en etapa constructiva, de una obra combinada (espigones + dragado) para proteger la margen izquierda del río Paraná frente a la localidad de Empedrado. Se considera que este tipo de soluciones mixtas pueden contribuir a la posibilidad de implantar espigones en ríos caudalosos, tarea que hasta hoy no ha sido exitosa en la zona. El dragado de canales de alivio en la etapa de obra, teniendo en cuenta la no afectación de la morfología del río en la zona, permitió la ejecución de las obras en mejores condiciones. Los monitoreos realizados durante y posteriores a la

ejecución de las obras, fueron de fundamental importancia para el seguimiento del comportamiento de las mismas. Cabe señalar que en la actualidad la obra se encuentra con un importante grado de avance.



Figura 9.- Imagen de la zona antes de la construcción de la obra, año 2007.



Figura 10.- Imagen de la zona después de un 60 % ejecución de la obra, año 2009.

Las Figuras 9 y 10 permiten apreciar los cambios que presenta la zona de trabajo a la fecha. El brazo de la isla Ercilla que generaba una concentración de velocidades contra la margen izquierda, con consecuentes y severos procesos erosivos sobre la misma (Figura 9), ha prácticamente desaparecido (Figura 10).

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Ecodyma S.A. (2007). *Dragado y recomposición del cauce natural del río Paraná frente a la ciudad de Empedrado – pcia. de corrientes*”.informe de proyecto.

EVARSA, (2008) *Mediciones de caudal con equipo adcp. Río Paraná. Empedrado. Provincia de Corrientes.*

UM MODELO HÍBRIDO PARA SIMULAÇÃO DE ESCOAMENTO EM AQUÍFEROS SITUADOS EM ZONAS URBANAS

José Eduardo Alamy Filho¹; Marília de Oliveira Segantini²

Universidade Federal de Uberlândia – Faculdade de Engenharia Civil, Brasil

1- zealamy@yahoo.com.br; 2 – mariliasegantini@yahoo.com.br

RESUMO:

O presente trabalho apresenta os fundamentos de um modelo híbrido de acoplamento entre soluções analíticas e numéricas, aplicadas na simulação horizontal de escoamento em aquíferos não confinados. O modelo visa a aplicações preferenciais em zonas urbanas que apresentam redes de poços tubulares distribuídos na sua área. Nesse sentido, é estabelecida uma malha estruturada e regular de pontos nodais, nos quais as cotas piezométricas são calculadas mediante solução numérica pelo método de diferenças finitas. A solução analítica é aplicada apenas dentro de um raio de influência pré-especificado, medido radialmente em relação a cada poço. Este modelo híbrido alia a capacidade da solução numérica lidar com a heterogeneidade do aquífero, com a capacidade da solução analítica lidar com aspectos geométricos do poço, como sua penetração parcial e as extensões dos filtros. O modelo proposto foi aplicado na zona urbana de Araguari, cidade totalmente abastecida pelas águas do sistema aquífero Bauru, situada no Estado de Minas Gerais, Brasil. A simulação evidenciou padrões semelhantes entre os resultados simulados com o modelo híbrido e com um modelo essencialmente numérico, revelando que o modelo proposto constitui uma ferramenta promissora na estimativa da influência de poços na superfície freática. Dentre os atrativos do modelo, destaca-se a possibilidade do mesmo dispensar refinamentos excessivos de malha na vizinhança dos poços.

ABSTRACT:

This paper presents the fundamentals of a hybrid model of coupling between analytical solutions and numerical simulation, applied to horizontal two-dimensional flow in unconfined aquifers. The model can be applied in urban zones that have wells distributed in your area. Thus, it uses regular structured meshes of nodal points, where the piezometric head are calculated by numerical solution with finite difference method. The analytical solution is applied only within a radius of influence, measured radially with respect to each well. This hybrid model combines the ability of the numerical solution to deal with the heterogeneity of the aquifer, with the ability of the analytical solution to deal with geometric aspects of the well, as its partial penetration in the aquifer. The proposed model was applied in urban zone of Araguari city, totally supplied with water from the Bauru aquifer system, located in Minas Gerais State, Brazil. The simulation showed similar patterns between the simulation with the hybrid model and another numerical model, revealing that the proposed model is a promising tool for evaluation wells influences in the phreatic surface. Among the attractions of this model, there is the possibility of avoid excessive mesh refinements in the vicinity of wells.

PALAVRAS CHAVE:

Aquífero, modelagem de escoamento, simulação computacional.

INTRODUÇÃO

Dentre os aspectos favoráveis à exploração de aquíferos para abastecimento, citam-se o fato das águas subterrâneas apresentarem, em geral, elevado padrão de qualidade físico-química e biológica, de propiciarem obras compactas e mais simples, principalmente quando comparadas à captação e ao tratamento das águas superficiais. Nesse contexto, o aproveitamento das águas subterrâneas possibilita a localização de obras de captação nas proximidades das áreas de consumo, eliminando a necessidade de se projetar grandes adutoras. A despeito disto, o aumento do número de poços provoca perturbações no aquífero, as quais são caracterizadas pelo rebaixamento da superfície piezométrica e pela formação de cones de depressão. Nas cidades abastecidas por águas subterrâneas, tem se tornado comum o problema da exploração excessiva de poços. Nessas situações, um grande número de poços, concentrados em uma área relativamente pequena, acentua as perturbações da superfície piezométrica, provocando rebaixamentos excessivos e, em casos mais extremos, inutilizando bombas submersas e esgotando nascentes.

A modelagem matemática e a simulação constituem ferramentas potenciais na estimativa dessas alterações. Os modelos numéricos lidam satisfatoriamente com a heterogeneidade e anisotropia dos aquíferos, permitindo o estudo em escala regional, mas, em geral, falham na adaptação de aspectos pontuais, como as penetrações dos poços e das suas seções filtrantes. Os modelos analíticos, embora sejam baseados nas hipóteses simplificadoras de aquífero infinito e homogêneo, propiciam razoável estimativa dos rebaixamentos próximos aos pontos de captação, ao passo que levam em conta as características geométricas dos poços. A aplicação de modelos analíticos para a estimativa de rebaixamentos na vizinhança dos poços também pode ser beneficiada pela hipótese de que os parâmetros hidrogeológicos, embora variem espacialmente, tendem a sofrer variações menos pronunciadas entre pontos muito próximos. Dessa forma, o objetivo deste trabalho é acoplar as metodologias numérica e analítica, na simulação do escoamento em um aquífero sotoposto a uma região sujeita ao bombeamento de vários poços. Para isto, o modelo proposto foi aplicado na zona urbana da cidade de Araguari, situada no estado de Minas Gerais, Brasil.

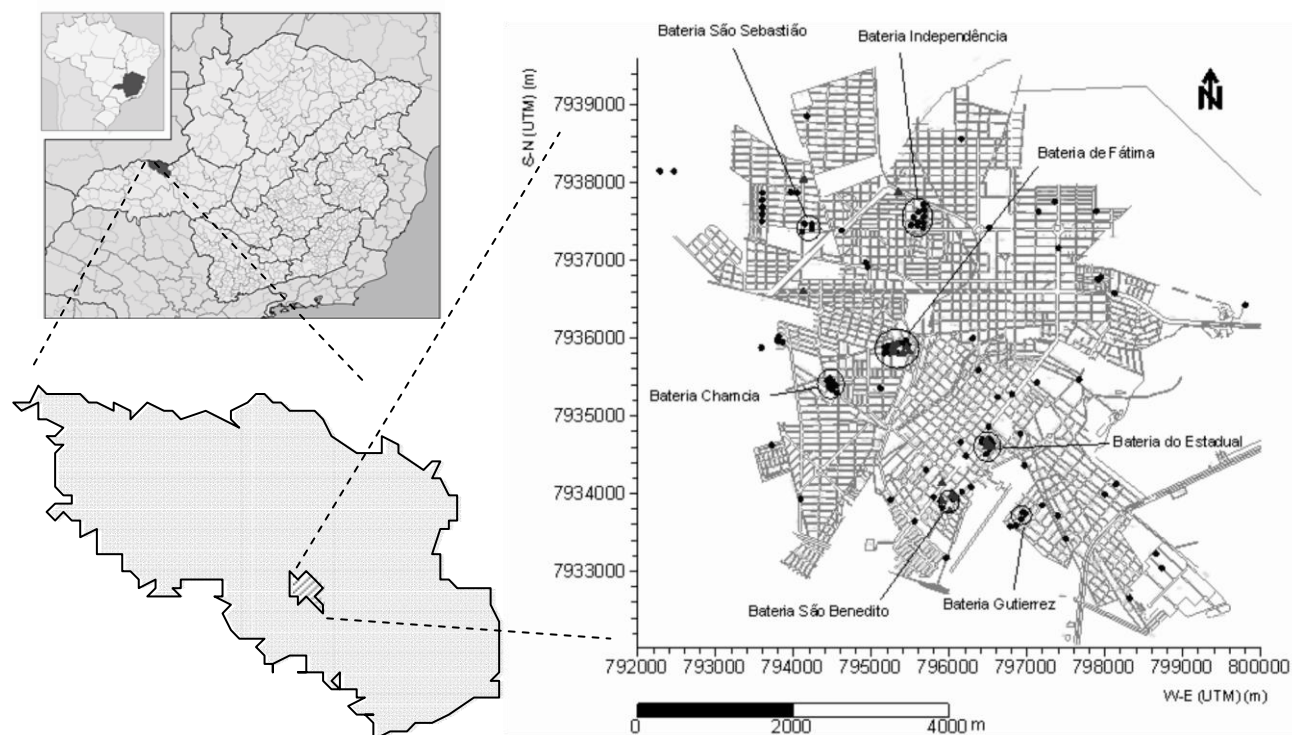


Figura 1. - Localização do município de Araguari, com destaque para a área urbana na qual foi aplicado o modelo. Identificação da distribuição dos poços tubulares na malha urbana.

O município de Araguari conta com 106409 habitantes (IBGE, 2007), sendo a sua zona urbana totalmente abastecida por águas do aquífero Bauru, o qual compreende depósitos intergranulares de água subterrânea, sobrepostos aos basaltos da Formação Serra Geral. O aquífero Bauru, na região, é constituído pela sequência areno-siltosa da Formação Marília, caracterizado como um aquífero livre, isto é, a superfície que limita a sua zona saturada coincide com a superfície do lençol freático, não apresentando camadas impermeáveis confinantes superiores. O sistema de captação de água para abastecimento é composto por 120 poços, sendo que, segundo a concessionária local de água, os poços em funcionamento produzem uma vazão aproximada de 1873 m³/h. Uma das características do sistema de abastecimento local é a concentração de pontos de captação em áreas restritas, chamadas de baterias de poços (ver Figura 1).

METODOLOGIA

Elaboração das matrizes de dados

Para levar em conta as características regionais do aquífero, o modelo proposto exige uma etapa preliminar à simulação propriamente dita: a interpolação espacial de dados obtidos pontualmente. A partir disto, é possível estender as características do aquífero, criando de uma malha uniforme de valores interpolados e construindo matrizes de dados que são lidas pelo código computacional. Nesse contexto, uma série de trabalhos (Velásquez, 2004; Oliveira e Campos, 2004; Souza, 2009) apresentaram dados pontuais e primários dos parâmetros hidrogeológicos na região analisada, sendo esses resultados utilizados no presente artigo. Dentre esses dados, destacam-se a condutividade hidráulica (K), o coeficiente de armazenamento (S_y), a transmissividade (T), a espessura saturada, a cota da superfície do lençol freático e a cota de base do aquífero. Os dados desses estudos constituíram os pontos amostrais que foram agrupados e que estabeleceram a base das interpolações conduzidas no presente trabalho. A definição e seleção dos pontos amostrais ocorreu em função da maior concentração de dados levantados em testes de campo. Considerou-se também o critério de distribuição espacial, haja vista que pontos bem distribuídos na área urbana contribuem para uma melhor interpolação dos dados, resultando em matrizes de dados espacialmente mais representativas.

Os pontos amostrais, utilizados para montagem das matrizes, são ilustrados pela Figura 2, que representa a distribuição dos locais onde foram obtidos os parâmetros hidrogeológicos, e pela Figura 3, que destaca os pontos onde foram obtidas as características geométricas do aquífero.

A partir dos pontos amostrais, é possível estabelecer uma malha de pontos regularmente espaçados, cujos valores interpolados possibilitam aplicação de procedimentos numéricos de simulação. Em termos de interpolação espacial, este trabalho utilizou o método de Kriging. O método de Kriging assume que os dados amostrais de uma determinada variável ou parâmetro, genericamente escritos como ϕ , encontram-se espacialmente correlacionados. A despeito disto, à medida que a distância entre eles aumenta, as correlações vão ficando mais fracas. Em outras palavras, parte-se do princípio de que pontos interpolados, vizinhos de pontos amostrais, tendem a ter valores mais próximos da realidade. No caso deste trabalho, os pontos amostrais constituem aqueles em que foram obtidos os parâmetros hidrogeológicos e as características geométricas do aquífero.

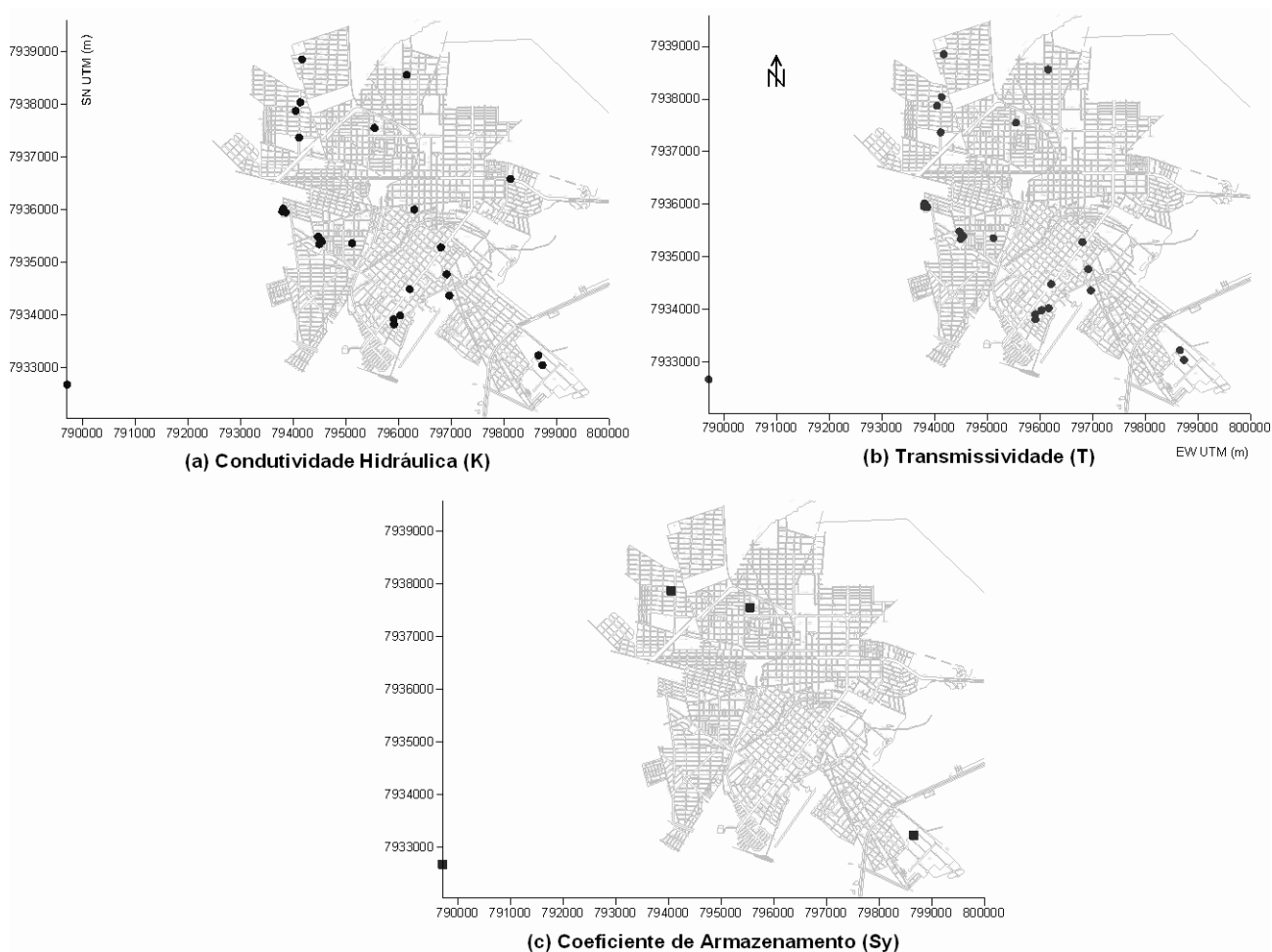


Figura 2. - Pontos nos quais foram levantados, em campo, os valores primários de: (a) condutividade hidráulica; (b) transmissividade; (c) coeficiente de armazenamento.

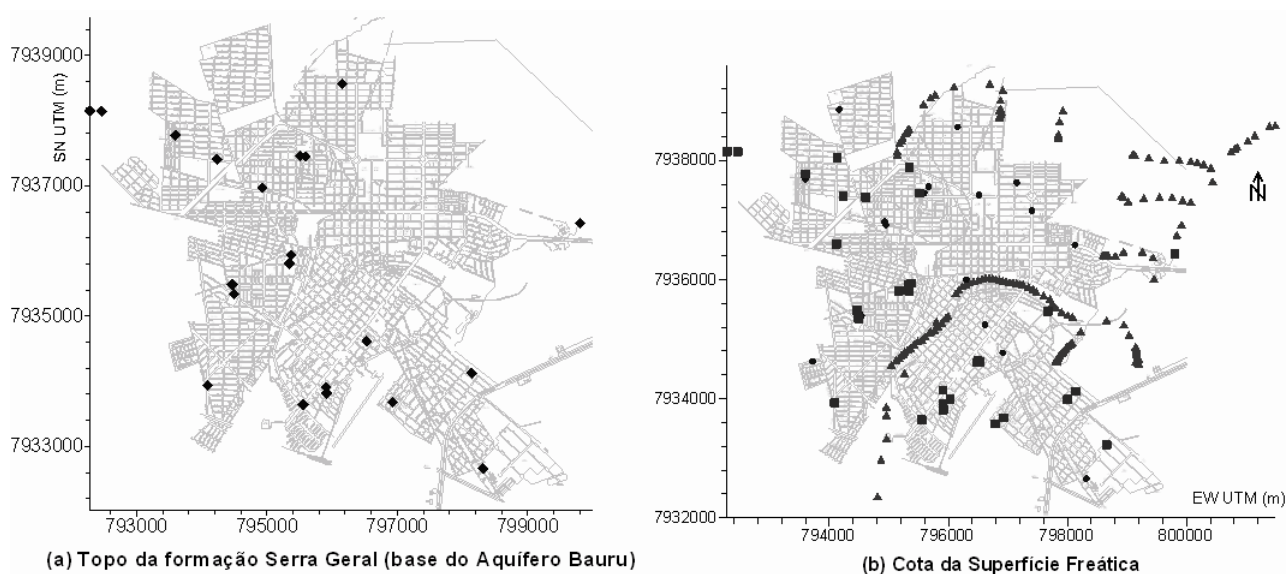


Figura 3. - Pontos nos quais foram levantados os valores primários de: (a) cota de base do Aquífero Bauru; (b) cota da superfície do lençol freático.

A krigagem propiciou a elaboração de matrizes de 250 x 250 pontos, cujos valores foram lidos como dados de entrada do programa de simulação. Nesse contexto, foram criadas matrizes para armazenamento dos valores de condutividade hidráulica (K_{ij}), coeficiente de armazenamento ($S_{y\ ij}$), cota de base do aquífero ($b_{a\ ij}$) e cota da superfície piezométrica (h_{ij}). Como resultados das interpolações, a Figura 4 ilustra as iso-linhas de condutividade hidráulica e de coeficiente de armazenamento, enquanto que a Figura 5 ilustra as iso-linhas de base do aquífero e a superfície piezométrica, tomada como cenário inicial para a simulação.

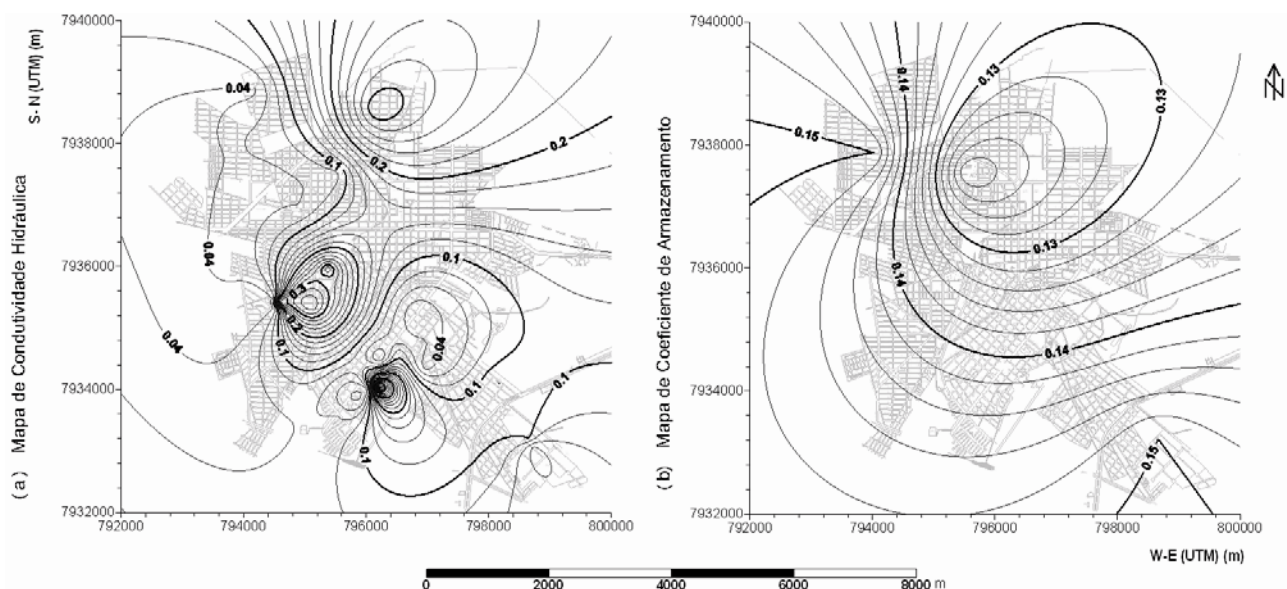


Figura 4. – Distribuição de parâmetros hidrogeológicos: (a) condutividade hidráulica [m/h]; (b) coeficiente de armazenamento [adimensional].

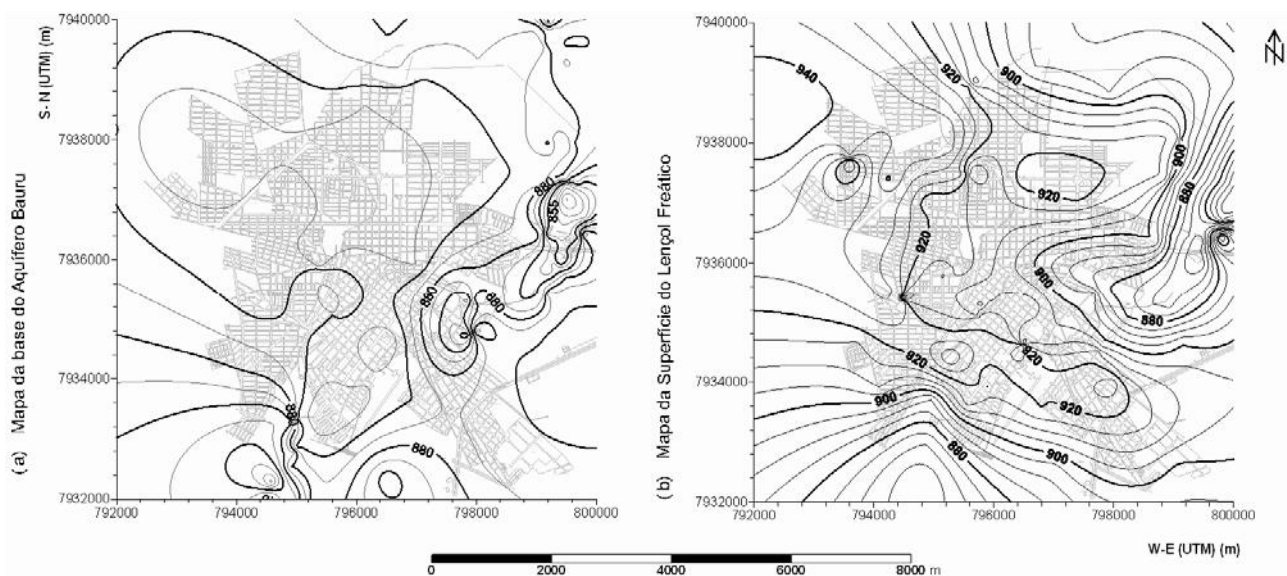


Figura 5. – Distribuição de características geométricas: (a) cota de base do aquífero [m]; (b) cota da superfície piezométrica inicial [m].

Modelo essencialmente numérico

O modelo numérico utilizado é bidimensional, de forma que a equação diferencial governante baseia-se no balanço de massa aplicado em uma coluna vertical saturada. Nessas circunstâncias, a equação diferencial, que governa o escoamento em aquífero livre é escrita como:

$$S_y \cdot \frac{\partial h}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \cdot B \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_y \cdot B \cdot \frac{\partial h}{\partial y} \right) + q \cdot \delta \left(\vec{X}_p - \vec{X} \right) \quad [1]$$

Na Equação [1], S_y é o coeficiente de armazenamento do aquífero, h é a cota piezométrica (tomando como *datum* o nível médio dos mares) e K a condutividade hidráulica. A equação ainda permite trabalhar com aquíferos anisotrópicos, nos quais a condutividade hidráulica é diferente nas direções x e y (K_x e K_y). No caso deste trabalho, como não houve disponibilidade de informações referentes à anisotropia do aquífero, o mesmo foi tratado como isotrópico ($K_x=K_y=K$). A espessura saturada (B) é calculada como a diferença entre a cota piezométrica local e a cota de base do aquífero ($h-b_a$). A referida equação ainda inclui um termo fonte/sumidouro, no qual q representa a vazão adicionada/extraída do aquífero, por unidade de área horizontal, e $\delta(\vec{X}_p - \vec{X})$ representa a função delta de Kronecker. No caso do bombeamento por poços, tem-se um termo sumidouro com sinal negativo. O delta de Kronecker pode ser definido como:

$$\delta(\vec{X}_p - \vec{X}) = \begin{cases} 1 & \text{se } \vec{X} = \vec{X}_p \\ 0 & \text{se } \vec{X} \neq \vec{X}_p \end{cases} \quad [2]$$

Essa função indica que somente existirá vazão extraída se a coordenada de determinado nó da malha de discretização (ponto nodal $\vec{X}$) coincidir com a posição do poço $\vec{X}_p$. Em termos de simulação numérica, utilizando uma malha estruturada e uniforme de diferenças finitas, raramente esses pontos serão coincidentes, fato que anularia o termo sumidouro em todos os nós. Para eliminar esse problema, a função delta de Kronecker é substituída por uma função de transferência D , que propicia o espalhamento das vazões extraídas, nas posições $\vec{X}_p$, para as posições nodais mais próximas $\vec{X}$. Levando em conta que os nós da malha são distanciados de Δx e Δy , a função de transferência, utilizada neste trabalho, baseou-se na proposta de Peskin (1977), modificada por Juric (1996), sendo definida como:

$$D = \frac{f\left(\frac{x_p - x_{i,j}}{\Delta x}\right) \cdot f\left(\frac{y_p - y_{i,j}}{\Delta y}\right)}{\Delta x \cdot \Delta y} \quad [3]$$

$$f(r) = \begin{cases} \frac{3 - 2 \cdot |r| + \sqrt{1 + 4 \cdot |r| - 4 \cdot |r|^2}}{8} & \text{se } |r| \leq 1 \\ 0 & \text{se } |r| > 2 \\ \frac{5 - 2 \cdot |r| - \sqrt{-7 + 12 \cdot |r| - 4 \cdot |r|^2}}{8} & \text{se } 1 < |r| \leq 2 \end{cases} \quad [4]$$

De acordo com a Equação [4], a disseminação da vazão extraída no poço de coordenada (x_p, y_p) para o ponto nodal $(x_{i,j}, y_{i,j})$ abrange uma distância máxima de duas malhas do poço considerado, uma vez que D é anulada para distâncias maiores. Esse comportamento evita que a disseminação de vazões ocorra em pontos muito distantes do poço, contribuindo para uma análise mais próxima da realidade e para a redução do custo computacional.

Em termos de solução numérica, as derivadas espaciais da Equação [3] foram discretizadas por diferenças centrais de segunda ordem, ao passo que o termo temporal foi discretizado pelo método explícito de primeira ordem de Euler. A solução foi obtida por marcha temporal, estimando cotas

piezométricas para cada nó i,j , no instante $n+1$, a partir de valores conhecidos no instante n , de acordo com:

$$h|^{n+1}_{i,j} = h^n_{i,j} + \frac{\Delta t}{S_y|_{i,j}} \cdot \left\{ \frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \cdot B \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \right) \Big|_{i,j}^n + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_y \cdot B \cdot \frac{\partial h}{\partial y} \right) \Big|_{i,j}^n - \sum Q_p \cdot \frac{D[(x_p - x_{i,j}), (y_p - y_{i,j})]}{\Delta x \cdot \Delta y} \right\} \quad [5]$$

Na Equação [5], Q_p indica a vazão extraída por cada poço vizinho ao ponto nodal.

Modelo híbrido proposto

O modelo proposto neste trabalho é obtido por um acoplamento da solução numérica (em pontos distantes dos poços) com a solução analítica de Neuman (1974) (em pontos próximos dos poços). A solução global utiliza o método de diferenças finitas, discretizando a área de estudo com uma malha uniforme de células retangulares, com dimensões Δx e Δy , e aplicando a solução analítica como condição de contorno interna para os nós situados a uma distância máxima de $R_{inf} = (\Delta x + \Delta y)^{0,5}$ de cada poço. Este procedimento alia a capacidade da solução numérica lidar com as variações espaciais dos parâmetros do aquífero, com a capacidade preditora da solução analítica na vizinhança dos poços. Como geralmente as variações nas propriedades da formação seguem pequenos gradientes, as regiões mais próximas dos poços podem ser consideradas como pequenos espaços homogêneos, nos quais pode ser aplicada a solução analítica para os rebaixamentos.

Dessa maneira, o modelo híbrido utiliza dois tipos de equações fundamentais para avaliação da superfície piezométrica: a equação diferencial para escoamento em aquífero livre [1] que é utilizada na maior parte do domínio, mas sem o termo fonte/sumidouro; e a solução analítica de Neuman para rebaixamentos em aquíferos não confinados [6] que é aplicada apenas para a região dentro do raio de influência da solução analítica (R_{inf}). A Figura 6 ilustra essas duas regiões diferentes, bem como esquema vertical que apresenta alguns parâmetros do modelo conceitual de Neuman.

A solução de Neuman permite o cálculo dos rebaixamentos na vizinhança de poços tubulares, sendo escrita, de maneira genérica, como:

$$r = \frac{Q_p}{4\pi \cdot K \cdot B} \cdot W(\sigma, \beta, d_d, l_d, z_{2d}, z_{1d}, t_s) \quad [6]$$

A função W , sugerida por Neuman (1974), leva em conta os efeitos da penetração parcial dos poços, para escoamentos transientes em aquíferos livres, infinitos, homogêneos e anisotrópicos. A partir do valor do rebaixamento (r), a nova cota piezométrica pode ser recuperada como $h^{n+1}_{i,j} = (h_o|_{i,j} - r^{n+1}_{i,j})$, sendo h_o a cota piezométrica no instante inicial, anterior ao primeiro passo de tempo da simulação.

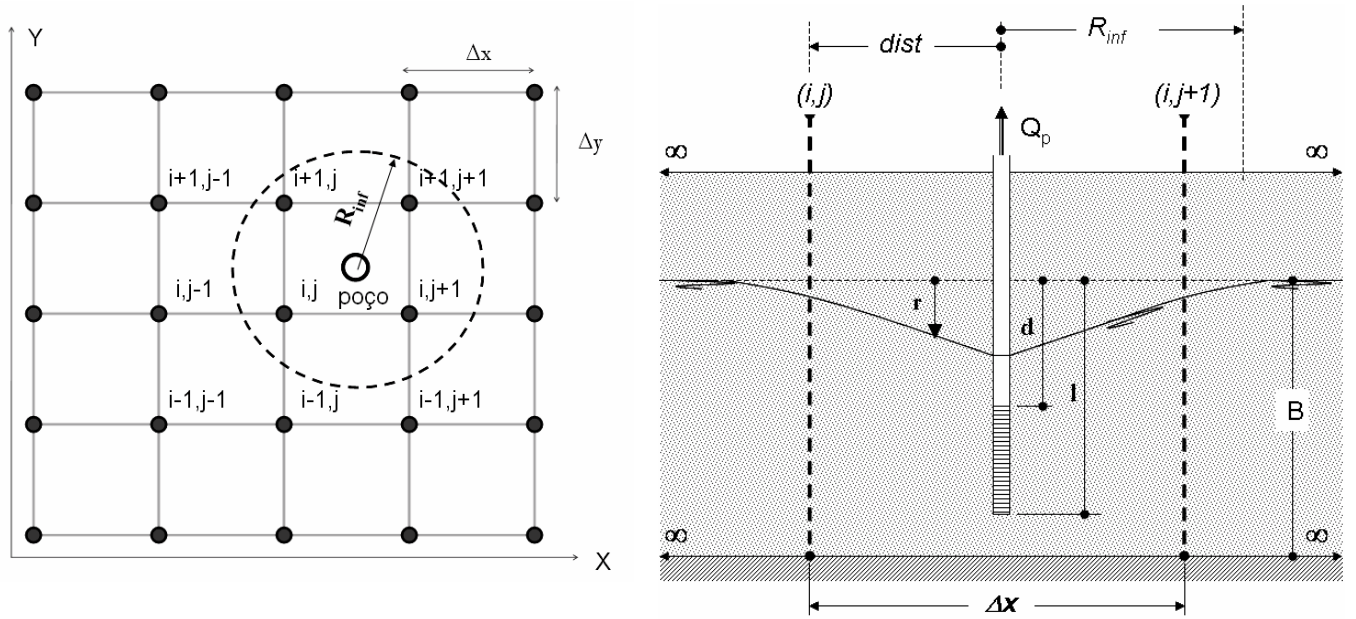


Figura 6. – Esquema da malha de diferenças finitas utilizada pelo modelo híbrido. Detalhe da indexação dos nós e da zona de abrangência da solução analítica.

Definem-se, ainda, os seguintes parâmetros da função de poço: $\sigma = S/S_y$; $\beta = (dist^2/B^2)/(K_v/K)$; $t_s = K \cdot B \cdot t / (S_y \cdot dist^2)$. Nessas equações, t é o tempo de bombeamento, $dist$ é a distância radial entre o ponto nodal e o poço, K_v é a condutividade hidráulica vertical (considerada aqui, por falta de dados relacionados com a anisotropia, igual à condutividade hidráulica horizontal) e S é o coeficiente de armazenamento, vigente apenas nos instantes iniciais de bombeamento, condicionado pela liberação de água por compactação do aquífero. É importante citar que, após os instantes iniciais, a liberação de água em aquíferos livres ocorre pela drenagem dos poros, resultando em um coeficiente de armazenamento S_y que é de 10^2 a 10^4 vezes maior do que S . O modelo de Neuman ainda utiliza parâmetros de penetração parcial do poço, definidos como: $d_d = d/B$; $l_d = l/B$, sendo d e l as penetrações do filtro na porção saturada. Como o presente estudo visa a calcular o rebaixamento médio ao longo de uma coluna vertical saturada, situada sob cada ponto nodal, os adimensionais z_{2d} e z_{1d} são definidos como 1 e 0, respectivamente.

A função de Neuman pode ser definida como:

$$W = W(\sigma, \beta, d_d, l_d, z_{2d}, z_{1d}, t_s) = \int_0^\infty \left\{ 4 \cdot \varphi \cdot J_0(\sqrt{\beta} \cdot \varphi) \cdot \left[u_o(\varphi) + \sum_{n=1}^\infty u_n(\varphi) \right] \right\} d\varphi \quad [7]$$

Na Equação [7], φ é uma variável de integração, cujo valor varia de zero até infinito. Os outros termos são definidos como:

$$J_0(x) = \sum_{n=0}^\infty (-1)^n \cdot \frac{(x/2)^{2n}}{(n!)^2} \quad (\text{função de Bessel de primeira espécie e ordem zero}) \quad [8]$$

$$u_o(\varphi) = \frac{\left\{ 1 - \exp\left[-t_s \cdot \beta \cdot (\varphi^2 - \gamma^2)\right] \right\} \cdot \left[\sinh(\gamma \cdot z) - \sinh(\gamma \cdot z) \right] \cdot \left\{ \sinh[\gamma \cdot (1-d)] - \sinh[\gamma \cdot (1-l)] \right\}}{\left[\varphi^2 + (1+\sigma) \cdot \gamma^2 - (\varphi^2 - \gamma^2)^2 / \sigma \right] \cdot \cosh(\gamma_o)} \times \frac{\left[\sinh[\gamma \cdot (1-d)] - \sinh[\gamma \cdot (1-l)] \right]}{(z_{2d} - z_{1d}) \cdot \gamma_o \cdot (l_d - d_d) \cdot \sinh(\gamma_o)} \quad [9]$$

$$u_n(\varphi) = t \frac{\left\{1 - \exp\left[-\frac{s}{n} \cdot \beta \cdot (\varphi^2 - \gamma_n^2)\right]\right\} \cdot [\sinh(\gamma_n \cdot z_{2d}) - \sinh(\gamma_n \cdot z_{1d})]}{\left[\varphi^2 - (1 + \sigma) \cdot \gamma_n^2 - (\varphi^2 + \gamma_n^2)^2 / \sigma\right] \cdot \cos(\gamma_n)} \times \frac{\{\sinh[\gamma_n \cdot (1 - d_d)] - \sinh[\gamma_n \cdot (1 - l_d)]\}}{(z_{2d} - z_{1d}) \cdot \gamma_n \cdot (l_d - d_d) \cdot \sinh(\gamma_n)} \quad [10]$$

Os parâmetros γ_o e γ_n correspondem, respectivamente, às raízes das equações seguintes:

$$\sigma \cdot \gamma_o \cdot \sinh(\gamma_o) - (\varphi^2 - \gamma_o^2) \cdot \cosh(\gamma_o) = 0 \quad (\text{com } \gamma_o^2 < \varphi^2) \quad [11]$$

$$\sigma \cdot \gamma_n \cdot \sinh(\gamma_n) + (\varphi^2 + \gamma_n^2) \cdot \cosh(\gamma_n) = 0 \quad (\text{com } [2 \cdot n - 1] \cdot \pi / 2 < \gamma_n < n \cdot \pi) \text{ e } (n \geq 1) \quad [12]$$

No item seguinte, são apresentados os resultados obtidos a partir do modelo híbrido, bem como sua comparação com o modelo essencialmente numérico.

RESULTADOS

Em termos de simulação numérica, a região de 8 x 8 km foi discretizada por uma malha uniforme de 250 x 250 pontos, de forma que a solução avançou no tempo com incrementos temporais da ordem de 0,25 h. Fluxos nulos foram impostos como condições de contorno laterais e, segundo o modelo híbrido proposto, rebaixamentos foram estimados, via modelo de Neuman, como condições de contorno internas para os nós situados dentro do raio de influência da solução analítica de cada poço. A Figura 7 ilustra a distribuição dos poços ativados na simulação, o perfil médio de poço utilizado na simulação, bem como a magnitude das vazões explotadas.

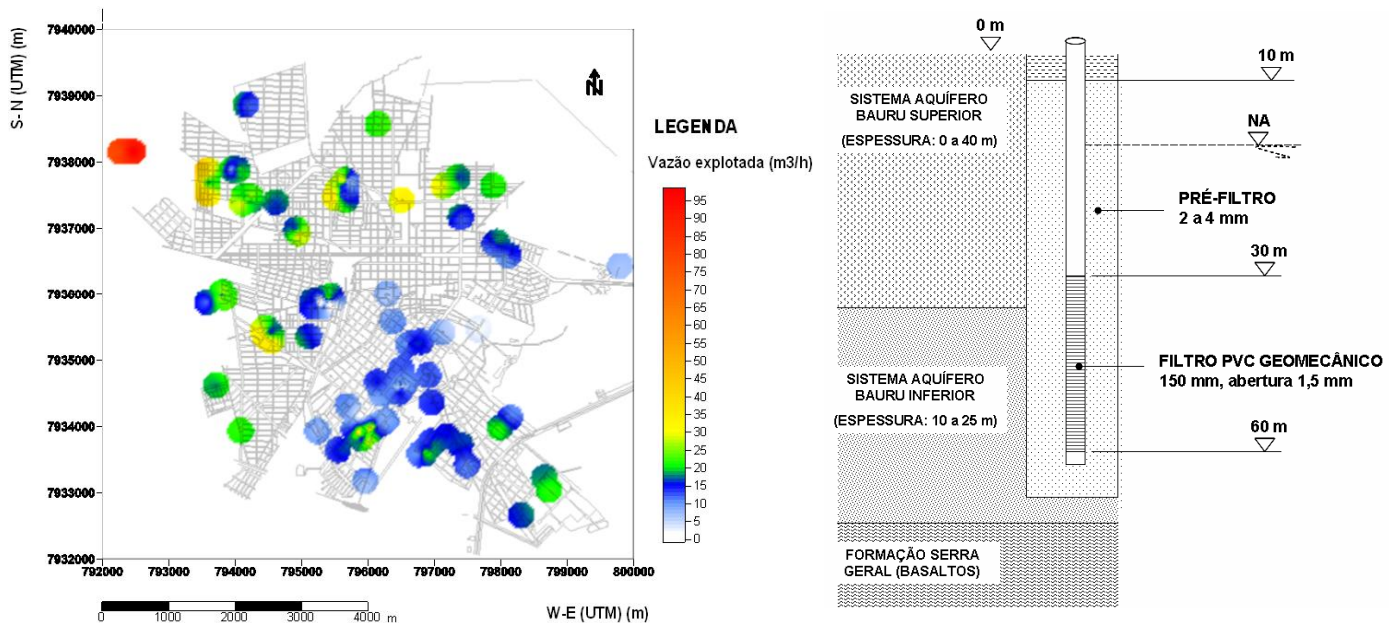


Figura 7. – Distribuição e magnitude das vazões explotadas e perfil médio dos poços.

A Figura 8 apresenta o resultado global da simulação para um cenário de 35 dias de bombeamento. Nesse contexto, é possível perceber a formação de cones de depressão nas proximidades de alguns poços, principalmente daqueles concentrados em baterias. O surgimento desses cones fica ainda mais evidente na Figura 9, que ilustra superfície lençol e a distribuição da velocidade aparente do escoamento. Neste último caso, percebem-se pontos isolados com grandes velocidades (“ilhas de

velocidade”), correspondentes às baterias de poços e aos poços isolados que extraem as maiores vazões. No norte e nordeste, a elevada magnitude das velocidades origina-se de gradientes naturais da superfície do lençol.

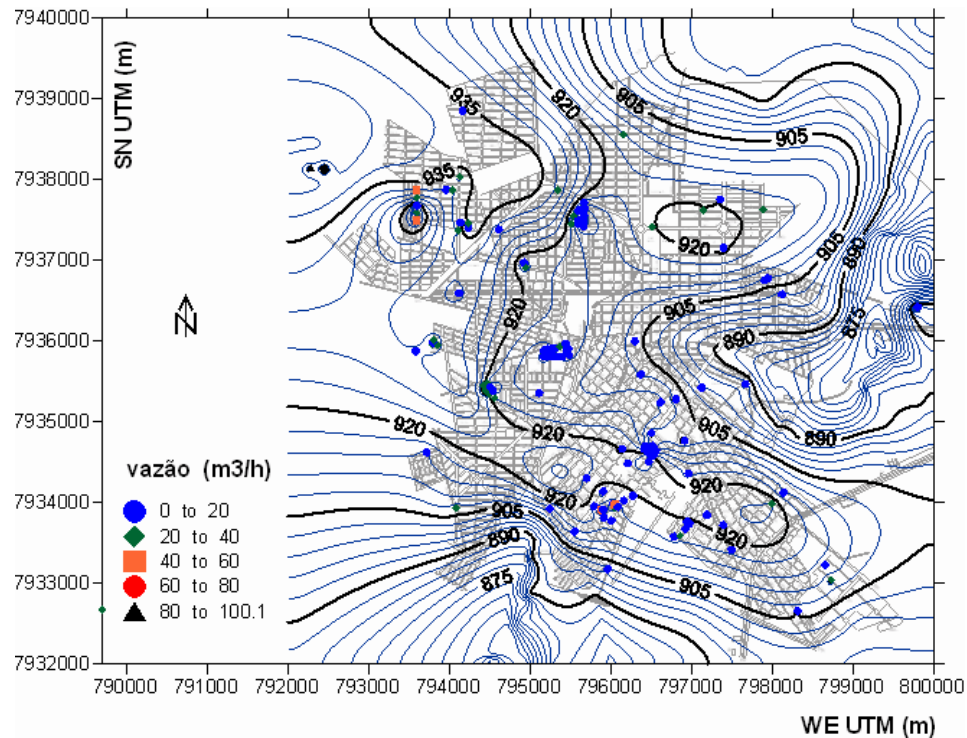


Figura 8. – Cotas piezométricas para um cenário de 35 dias de bombeamento e magnitude das vazões explotadas.

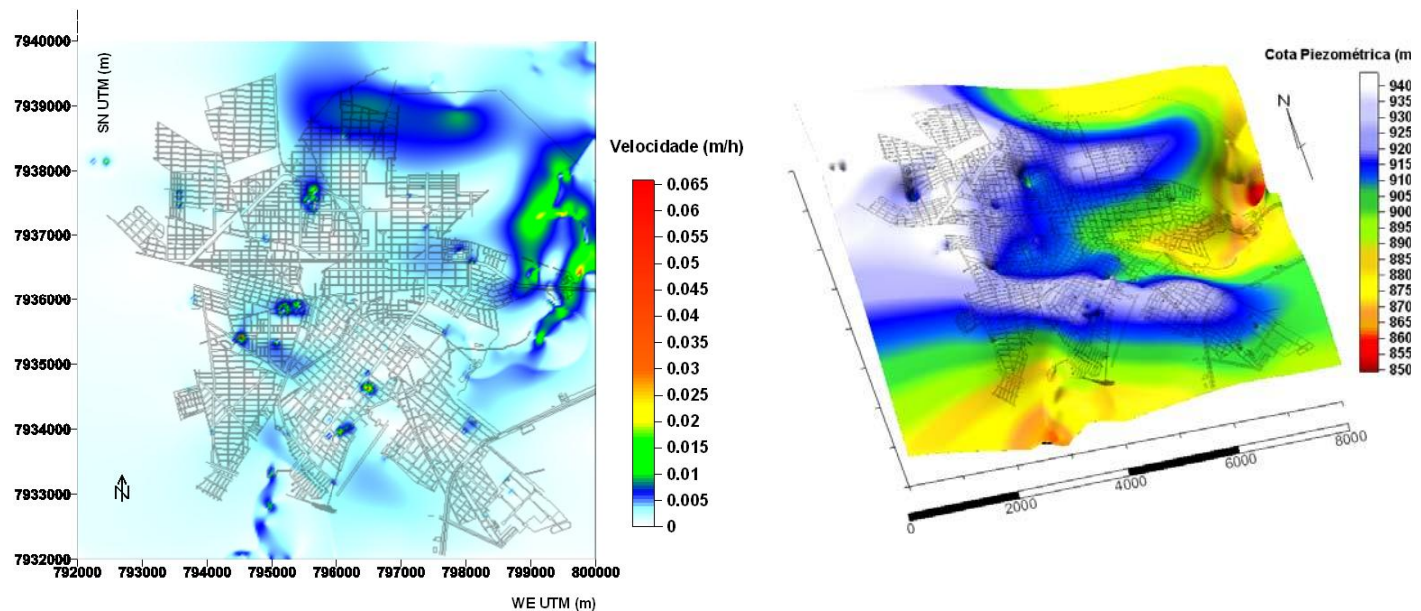


Figura 9. – Distribuição da velocidade aparente do escoamento (módulo), calculada pela Lei de Darcy, e superfície do lençol freático para um cenário de 35 dias de bombeamento.

Para efeito de comparação, os resultados do modelo híbrido foram confrontados com os resultados do modelo essencialmente numérico. Nesse sentido, foram construídas algumas seções que permitiram a visualização das superfícies piezométricas simuladas, nos dois modelos, para o cenário de 35 dias. Para possibilitar uma visualização mais nítida das perturbações induzidas pelos bombeamentos, as seções, ilustradas pelas Figuras 10 a 14, foram delineadas para cruzarem

preferencialmente as baterias de poços. Os rebaixamentos obtidos foram adimensionalizados em relação ao valor máximo estimado por cada modelo, em cada seção ($reb' = r / r_{máx}$). Esta adimensionalização auxilia a visualizar a resposta da superfície freática à aplicação do modelo híbrido e do modelo numérico.

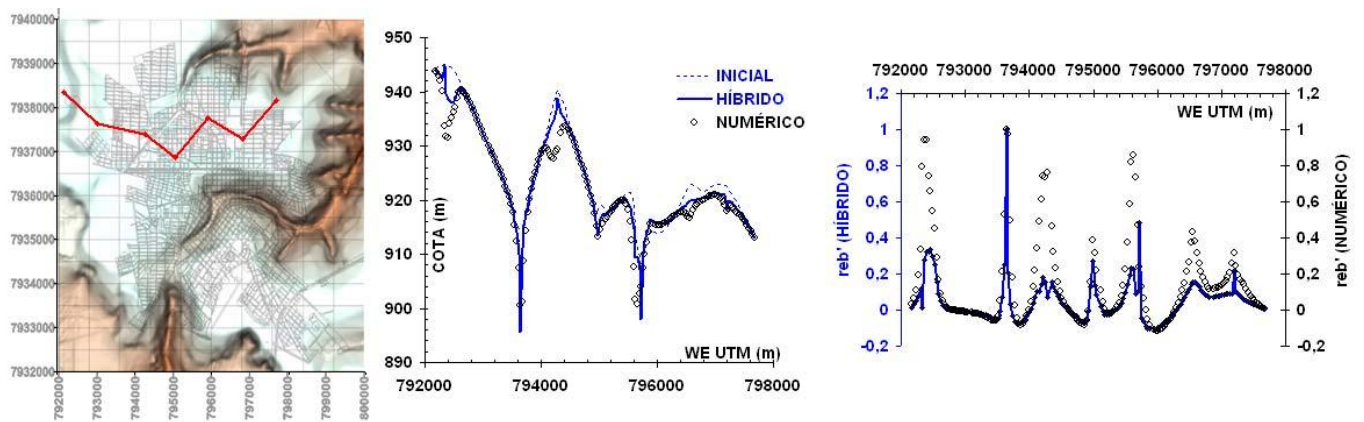


Figura 10. – Seção “Norte”: cotas piezométricas e rebaixamentos adimensionais simulados.

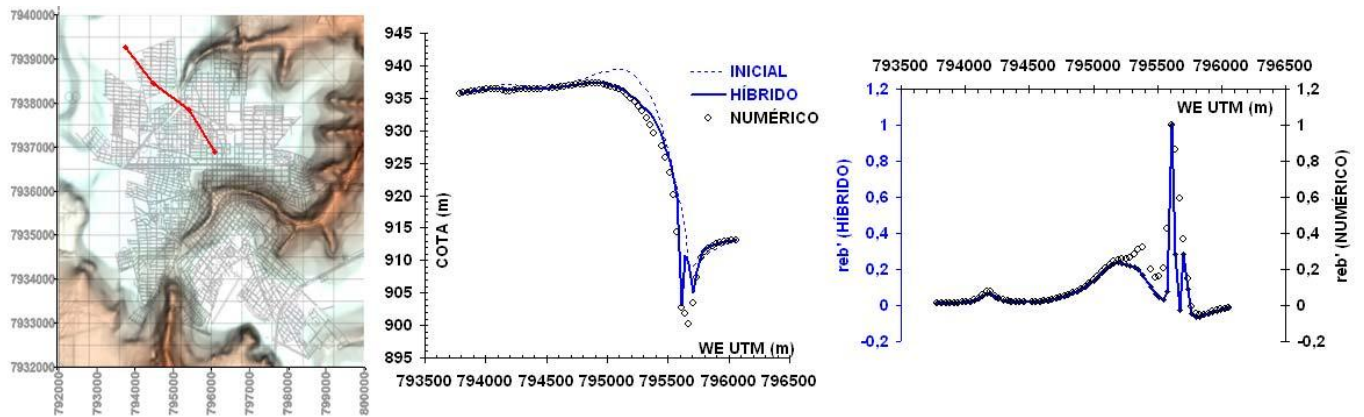


Figura 11. – Seção “Vieno-Independência”: cotas piezométricas e rebaixamentos adimensionais simulados.

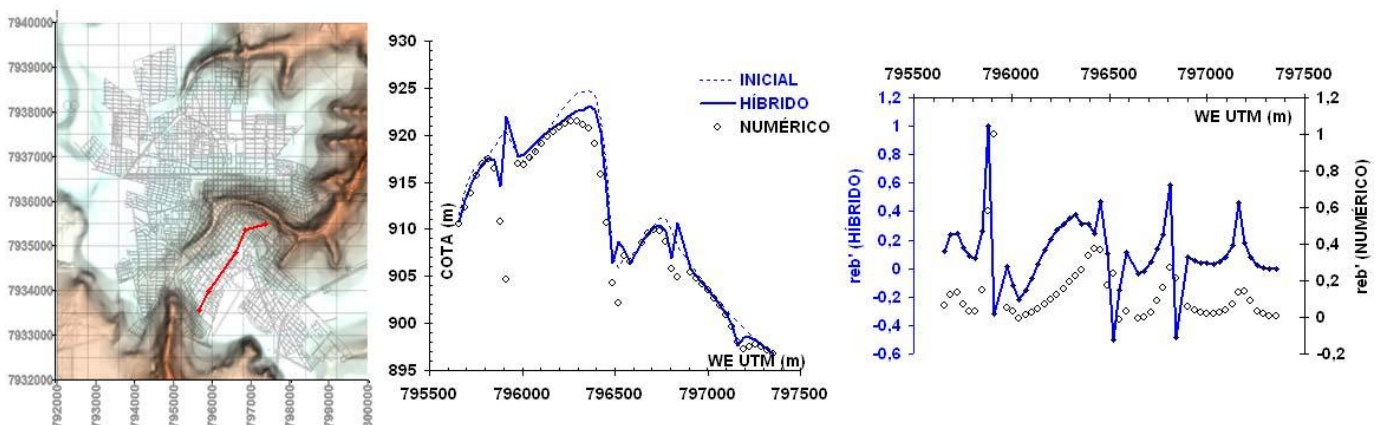


Figura 12. – Seção “S.Benedito-Estadual-Bosque”: cotas piezométricas e rebaixamentos adimensionais simulados.

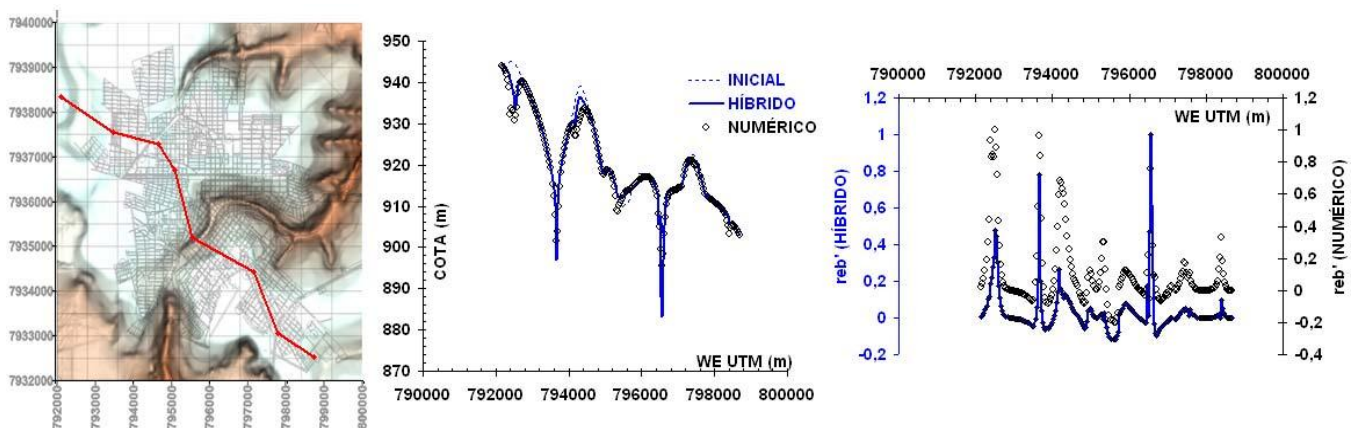


Figura 13. – Seção “Nordeste-Sudeste”: cotas piezométricas e rebaixamentos adimensionais simulados.

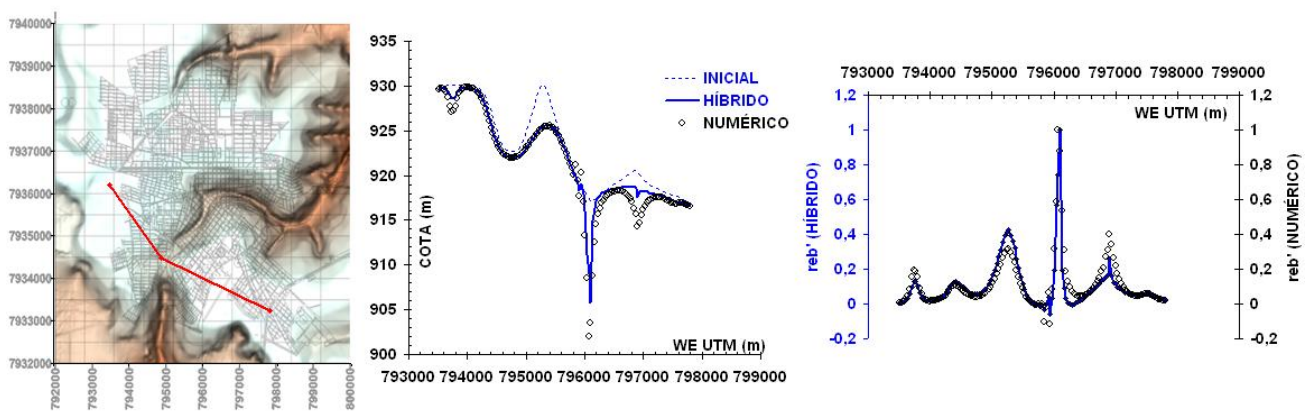


Figura 14. – Seção “Chamcia-Gutierrez”: cotas piezométricas e rebaixamentos adimensionais simulados.

Os resultados indicam padrões de superfícies piezométricas semelhantes entre os modelos híbrido e numérico. Isto também pode ser evidenciado pelos comportamentos similares entre os gráficos de rebaixamentos adimensionais que, embora apresentem valores diferentes, principalmente na proximidade dos cones, possuem pontos de máximo ou de mínimo com coordenadas concordantes. De uma maneira geral, os resultados apontam que o modelo híbrido tende a estimar rebaixamentos menores do que o numérico, primordialmente na vizinhança dos poços. Ainda que o modelo híbrido tenha sido comparado com o numérico, é conveniente destacar que há diferenças conceituais entre ambos, principalmente no que se refere às características geométricas dos poços, consideradas no primeiro e desconsideradas no segundo. Portanto, o modelo essencialmente numérico, embora tenha sido tomado como referência, também apresenta simplificações que tendem a distanciá-lo da realidade. Nesse sentido, uma comparação com resultados de testes de bombeamento, que meçam rebaixamentos em poços de monitoramento (testes de aquífero), sempre permitirá uma validação mais precisa do modelo híbrido.

CONCLUSÕES

O modelo proposto pode ser aplicado para análises regionais, na medida em que considera os efeitos de heterogeneidade e anisotropia do aquífero; e para análises localizadas, uma vez que o mesmo considera características geométricas dos poços, como a penetração parcial e as dimensões dos filtros. Com tais características, uma satisfatória estimativa do escoamento subterrâneo pode ser

obtida utilizando malhas estruturadas, sem a necessidade de severos refinamentos locais. Destaca-se a interessante aplicação do modelo em zonas urbanas, permitindo simular as perturbações que a operação de poços tubulares provoca na superfície piezométrica.

Quando comparado com um modelo essencialmente numérico, o modelo híbrido revelou padrões similares para a superfície piezométrica estimada. De uma maneira geral, dentro do raio de influência da solução analítica, o modelo híbrido tende a estimar rebaixamentos menores do que o numérico. Essas diferenças, todavia, desaparecem à medida que se distancia do poço, haja vista que o mesmo tipo de solução, a numérica, é aplicado para essas regiões. Ainda que uma validação mais rigorosa do modelo híbrido careça da sua comparação com testes de aquífero, realizados em campo, os resultados obtidos no presente trabalho revelam uma ferramenta que oferece boas perspectivas para a estimativa do escoamento em aquíferos sotopostos a zonas urbanas. A possibilidade de dispensar malhas extremamente refinadas, nas proximidades dos poços, atua como um atrativo interessante deste modelo.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais (FAPEMIG), pelo apoio dado aos projetos que visam a estudar as águas subterrâneas na região do Triângulo Mineiro.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRAFICAS

IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. *Contagem Populacional* (2007). Disponível em: www.ibge.gov.br. Acesso em: 4 abr. 2010.

Juric, D. (1996). *Computation of phase change*, Ph.D. Thesis, Mech. Eng. Univ. of Michigan, USA.

Neuman, S.P. (1974). *Effect of partial penetration on flow in unconfined aquifers considering delayed response of water table*. Water Resources Research. Vol.9, No.2, pp.303-312.

Oliveira, L.A.; Campos, J.E.G. (2004). *Parâmetros hidrogeológicos do sistema aquífero Bauru na região de Araguari/MG: fundamentos para a gestão do sistema de abastecimento de água*. Revista Brasileira de Geociências.

Peskin, C.S. (1977). *Numerical analysis of blood flow in the hearth*. Journal of Computational Physics, 25, 200.

Souza, N. A. (2009). *Vulnerabilidade à poluição das águas subterrâneas: um estudo do aquífero Bauru na zona urbana de Araguari, MG*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, Brasil.

Velásquez, L.N.M.; Romano, A.W. (2004). *Relatório Final: caracterização hidrogeológica do município de Araguari, MG*. Departamento de Geologia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil.

SIMULACIÓN NUMÉRICA DEL FLUJO EN RÍOS EN GEOMETRÍA COMPLEJA

Christian López, Hugo Mendoza, Martín Salinas-Vázquez, William Vicente, Arturo Palacio, Alejandro Rodríguez, Jesús Gracia, Eliseo Carrizosa y Javier Osnaya

Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México

Cd. Universitaria, 0450 México D.F., MÉXICO

RESUMEN:

En este trabajo es presentado un modelo numérico basado en la resolución de las ecuaciones de aguas someras que permite el estudio de flujos en geometrías complejas. Un esquema de discretización de la familia MacCormack es utilizado, el cual ha mostrado su eficiencia en la resolución de las ecuaciones de Euler para flujos compresibles. Las ecuaciones de Aguas Someras se resuelven en coordenadas curvilíneas generalizadas. A partir del método de fronteras inmersas, es posible estudiar flujos con cuerpos sólidos internos e inundaciones de zonas secas.

ABSTRACT:

A numerical model based on shallow water equations which allows the analysis of complex geometries flows is here presented. To promote the efficient solution of Euler Equations for compressible flows, a MacCormack discretization scheme is applied, the main reason being the advantage that these kind of schemes offer to study the free surface flow discontinuities keeping the variable conservation. The shallow water equations are solved using generalized curvilinear coordinates. The analysis of flows taking into account internal solid objects and floods of dry zones is feasible due to the Immerse Interface Method.

PALABRAS CLAVE:

Aguas someras, simulación numérica, ríos

INTRODUCCIÓN

Las ecuaciones de aguas someras se obtienen a partir de una serie de simplificaciones en las ecuaciones de Navier-Stokes (Wu, 2007). Estas ecuaciones describen el comportamiento de un fluido en zonas poco profundas, ya sea en costas o en cuerpos de agua dentro de la tierra (e.g. ríos y lagos). A pesar de las hipótesis empleadas en su obtención, los resultados obtenidos de la solución de estas ecuaciones, han mostrado una buena aproximación a datos experimental. Así también, estas ecuaciones siguen sin tener solución analítica, por lo que la solución numérica es la única alternativa viable.

Debido a la similitud matemática de las ecuaciones de aguas someras (EAS) y las ecuaciones de Euler para flujos compresibles, el uso de esquemas numéricos para resolver estos segundos se ha generalizado. Por otro lado, debido a la compleja geometría de los cuerpos de agua, el uso más frecuente de los elementos y volúmenes finitos han permitido el estudio de flujos en geometrías más complejas (Hervout, 2007). Sin embargo, este tipo de esquemas resultan tremendamente difusivos, perdiéndose información valiosa en el proceso. A pesar del fácil uso de geometrías complejas, el consumo de tiempo máquina, así como de memoria puede resultar grandes, e incluyendo problemas de convergencia. Así mismo no todos los esquemas numéricos que resuelven las EAS son capaces de mantener la conservación de las variables resultas. Esto se hace más crítico cuando se pretenden estudiar discontinuidades (*shocks*) en superficies libres. Estas discontinuidades en las variables del flujo son producidas por la misma dinámica del flujo (números de Froude mayores a 1) o problemas muy específicos como la inundación de zonas secas, así como el rompimiento de una presa.

En flujos compresibles se ha comprobado que existen dos tipos de esquemas, que guardando la conservación de las variables, permiten el estudio de los choques (en este caso choques sónicos). Los primeros resuelven el problema de Riemann en la interface del choque y los segundos son una combinación de métodos de diferente orden que permiten un cierto alisamiento de la discontinuidad (Laney, 1998).

La familia de esquemas del tipo MacCormack está en la segunda clasificación. En general son esquemas con dos sub-pasos de tiempo, predictor-corrector, que le permiten un segundo orden en el tiempo. El esquema base, creado por MacCormac (Fletcher, 1988) es de orden dos en tiempo y espacio. A pesar de que se ha observado que es capaz de manejar choques sónicos (números de Mach cerca de la unidad), comúnmente se le agrega un paso TVD (*Total variation diminishing*) que le permite el estudio de flujos con choques más intensos (Toro, 2001)

Otras ventajas de esta familia de esquemas, son las siguientes: sencillos de codificar; permiten el uso de geometrías curvilíneas, son relativamente poco consumidores tanto de tiempo como de memoria y es una familia muy amplia de esquemas. Esta última cualidad es de gran importancia, pues permite el incremento en el orden del esquema con pocas modificaciones en el código base. Así se puede pasar a órdenes de hasta 4 o 6 en tiempo, más de 8 en espacio y sobre todo permite la utilización de esquemas compactos que son mucho más eficientes que las tradicionales diferencias finitas (Kennedy, 1997). El presente trabajo está basado en el esquema base de MacCormack (2,2) con las modificaciones propuestas por Liang et al. (Liang, 2007)

ECUACIONES DE GOBIERNO

Según Liang et al. (Liang, 2007), las ecuaciones de aguas someras se pueden escribir de la siguiente manera:

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} = 0 \quad [1]$$

$$\frac{\partial q_x}{\partial t} + \frac{\partial \left(\frac{\beta q_x^2}{H} + \frac{g\eta^2}{2} + gh\eta \right)}{\partial x} + \frac{\partial \left(\frac{\beta q_x q_y}{H} \right)}{\partial y} = -g\eta \frac{\partial h}{\partial x} - \frac{g q_x \sqrt{q_x^2 + q_y^2}}{H^2 C^2} + T.T_X \quad [2]$$

$$\frac{\partial q_y}{\partial t} + \frac{\partial \left(\frac{\beta q_x q_y}{H} \right)}{\partial x} + \frac{\partial \left(\frac{\beta q_y^2}{H} + \frac{g\eta^2}{2} + gh\eta \right)}{\partial y} = -g\eta \frac{\partial h}{\partial y} - \frac{g q_y \sqrt{q_x^2 + q_y^2}}{H^2 C^2} + T.T_Y \quad [3]$$

donde t es el tiempo, η es la elevación de la superficie libre sobre un valor de referencia, q_x y q_y son los gastos por unidad de ancho en cada dirección, β es el factor de corrección para flujos no uniformes en la vertical ($\beta=1.016$), H es la altura de la superficie libre total ($H=h+\eta$, ver Figura 1), g la aceleración de la gravedad, y C es el coeficiente de Chezy.

El último término de la derecha en ambas ecuaciones de conservación de cantidad de movimiento (ecuaciones (2) y (3)) son los términos turbulentos viscosos, los cuales son dados por (Wu,2007):

$$T.T_Y = \frac{\partial}{\partial x} \left(2\nu_t H \frac{\partial u}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\nu_t H \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right) \right) \quad [4]$$

$$T.T_X = \frac{\partial}{\partial y} \left(2\nu_t H \frac{\partial v}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left(\nu_t H \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right) \right) \quad [5]$$

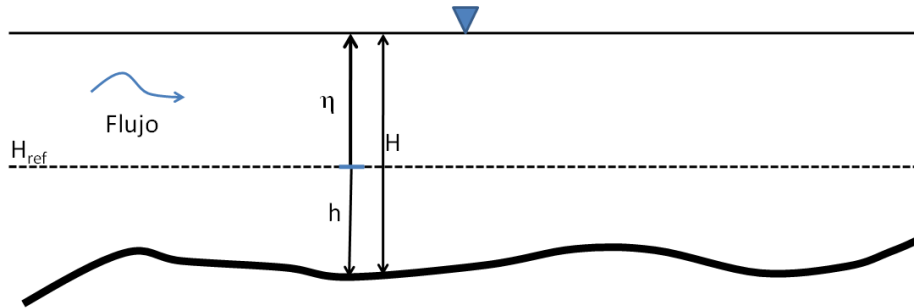


Figura 1.- Configuración del flujo en aguas someras.

donde ν_t es la viscosidad turbulenta, obtenida a partir del modelo $k-\epsilon$ para flujos en aguas someras:

$$\tilde{\nu}_t = c_\mu \frac{\tilde{k}^2}{\tilde{\epsilon}} \quad [6]$$

u y v son las velocidades en las direcciones x y y , obtenidas como: $\frac{Q_x}{H}$ y $\frac{Q_y}{H}$ respectivamente. Las ecuaciones de k y ϵ se escriben de la forma siguiente:

$$\frac{\partial \tilde{k}}{\partial t} + u \frac{\partial \tilde{k}}{\partial x} + v \frac{\partial \tilde{k}}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\tilde{v}_t}{\sigma_k} \frac{\partial \tilde{k}}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\tilde{v}_t}{\sigma_k} \frac{\partial \tilde{k}}{\partial y} \right) + P_h + P_{kV} - \tilde{\epsilon} \quad [7]$$

$$\frac{\partial \tilde{\epsilon}}{\partial t} + u \frac{\partial \tilde{\epsilon}}{\partial x} + v \frac{\partial \tilde{\epsilon}}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\tilde{v}_t}{\sigma_\epsilon} \frac{\partial \tilde{\epsilon}}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\tilde{v}_t}{\sigma_\epsilon} \frac{\partial \tilde{\epsilon}}{\partial y} \right) + c1_\epsilon \frac{\tilde{\epsilon}}{\tilde{k}} P_h + P_{\epsilon V} - c2_\epsilon \frac{\tilde{\epsilon}^2}{\tilde{k}} \quad [8]$$

donde:

$$P_h = \tilde{v}_t \left[2 \left(\frac{\partial u}{\partial x} \right)^2 + 2 \left(\frac{\partial v}{\partial y} \right)^2 + \left(\frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y} \right)^2 \right]$$

$$P_{kV} = c_k \frac{U^{*3}}{H} \quad [9]$$

$$P_{\epsilon V} = c_\epsilon \frac{U^{*4}}{H^2}$$

U^* es la velocidad de fricción. Los valores de las constantes c_k y c_ϵ se determinaron a partir de:

$$c_k = \frac{1}{\sqrt{c_f}}$$

$$c_\epsilon = c_\epsilon \Gamma \frac{c2_\epsilon}{c_f^{3/4}} \sqrt{c_\mu} \quad [10]$$

Donde c_f es coeficiente de fricción y c_ϵ se obtiene experimentalmente. El resto de los coeficientes están dados por:

c_μ	$c1_\epsilon$	$c2_\epsilon$	σ_k	σ_ϵ
0.09	1.44	1.92	1.0	1.3

ESQUEMA NUMÉRICO

Se basa en el esquema explícito MacCormack de orden 2 en tiempo y espacio. Este método consiste en dos sub-pasos de tiempo (esquema Runge-Kutta de segundo orden), predictor-corrector, donde la dirección de las derivadas de primer orden se cambia en cada uno de los sub-pasos. Esto genera un esquema global de segundo orden en el espacio (Liang, 2007).

En forma matricial ecuaciones (1) a (3), se pueden representar de la siguiente forma:

$$\frac{\partial U}{\partial t} + \frac{\partial F}{\partial x} + \frac{\partial G}{\partial y} = S \quad [11]$$

donde U es el vector:

$$U = (\eta, q_x, q_y)^T \quad [12]$$

De la ecuación (11) F y G son los flujos en las direcciones x y y respectivamente:

$$F = \left[\begin{array}{c} q_x \\ \frac{\beta q_x^2}{H} + \frac{g\eta^2}{2} + gh\eta \\ \frac{\beta q_x q_y}{H} \end{array} \right]; \quad G = \left[\begin{array}{c} q_y \\ \frac{\beta q_x q_y}{H} \\ \frac{\beta q_x^2}{H} + \frac{g\eta^2}{2} + gh\eta \end{array} \right] \quad [13]$$

donde S es el término fuente que engloba todos los términos restantes de las ecuaciones (1) a (3). El esquema en una dimensión queda como:

$$U_i^{n+1/2} = U_i^n - \frac{\Delta t}{\Delta x} (F_i^n - F_{i-1}^n) + \Delta t S_i^n$$

$$U_i^{n+1} = \frac{1}{2} (U_i^n + U_i^{n+1/2}) - \frac{\Delta t}{2\Delta x} (F_{i+1}^{n+1/2} - F_i^{n+1/2}) + \frac{\Delta t}{2} S_i^{n+1/2} + TVD_i \quad [14]$$

Este esquema es rápidamente escalable, con un mínimo de cambios en el código base, a esquemas de la familia MacCormack de orden mayor, como el esquema de orden 2 en tiempo y 4 en espacio de Gottlieb & Turkel (Gottlieb, 1976) o los esquemas semi-compactos de Kenedy (Kennedy, 1997).

Para flujos con pendiente suave o números de Froude pequeños, este esquema es más que suficiente para modelar el flujo. Sin embargo, si el flujo presenta cambios de sección transversal abruptos, zonas secas, cambios importantes de la altura de la superficie libre o número de Froude mayores a uno, es necesario el uso del término TVD, ecuación (13). El término TVD usado, utiliza 5 puntos centrados y sólo es usado en el segundo sub-paso, corrector (Liang, 2007). Este término tiene la siguiente forma:

$$TVD_i = [G(r_i^+) + G(r_{i+1}^-)] \cdot \Delta U_{i+1/2}^n - [G(r_{i-1}^+) + G(r_i^-)] \cdot \Delta U_{i-1/2}^n \quad [15]$$

$$\Delta U_{i+1/2}^n = U_{i+1}^n - U_i^n; \quad \Delta U_{i-1/2}^n = U_i^n - U_{i-1}^n \quad [16]$$

$$r_i^+ = \frac{\Delta \eta_{i-\frac{1}{2}}^n \cdot \Delta \eta_{i+\frac{1}{2}}^n + \Delta q_{x,i-\frac{1}{2}}^n \cdot \Delta q_{x,i+\frac{1}{2}}^n + \Delta q_{y,i-\frac{1}{2}}^n \cdot \Delta q_{y,i+\frac{1}{2}}^n}{\Delta \eta_{i+\frac{1}{2}}^n \cdot \Delta \eta_{i+\frac{3}{2}}^n + \Delta q_{x,i+\frac{1}{2}}^n \cdot \Delta q_{x,i+\frac{3}{2}}^n + \Delta q_{y,i+\frac{1}{2}}^n \cdot \Delta q_{y,i+\frac{3}{2}}^n} \quad [17]$$

$$r_i^- = \frac{\Delta \eta_{i-\frac{1}{2}}^n \cdot \Delta \eta_{i+\frac{1}{2}}^n + \Delta q_{x,i-\frac{1}{2}}^n \cdot \Delta q_{x,i+\frac{1}{2}}^n + \Delta q_{y,i-\frac{1}{2}}^n \cdot \Delta q_{y,i+\frac{1}{2}}^n}{\Delta \eta_{i-\frac{1}{2}}^n \cdot \Delta \eta_{i-\frac{3}{2}}^n + \Delta q_{x,i-\frac{1}{2}}^n \cdot \Delta q_{x,i-\frac{3}{2}}^n + \Delta q_{y,i-\frac{1}{2}}^n \cdot \Delta q_{y,i-\frac{3}{2}}^n} \quad [18]$$

La función G() de la ecuación (15) está dada por:

$$G(x) = 0.5C\vartheta(x) \quad [19]$$

$$\vartheta(x) = \max(0, \min(2x, 1)) \quad [20]$$

$$C = \begin{cases} Cr(1 - Cr), & Cr \leq 0.5 \\ 0.25 & Cr > 0.5 \end{cases} \quad [21]$$

En la ecuación (21) Cr es el número de Courant local:

$$Cr = \frac{|u + \sqrt{gH}| \Delta t}{\Delta x} \quad [22]$$

COORDENADAS CURVILINEAS GENERALIZADAS

Con el fin de permitir el uso de geometrías complejas, se utilizan coordenadas curvilíneas generalizadas. Esto significa que las regiones con celdas deformadas en el espacio físico son mapeadas a un espacio cúbico con celdas regulares en donde las EAS son resueltas numéricamente (Figura 2). Los resultados son devueltos al espacio físico a través de un mapeo inverso. La función de mapeo es una matriz Jacobiana de transformación. Los términos de esta matriz se obtienen con los mismos esquemas usados para las derivadas del esquema MacCormack (Fletcher, 1988).

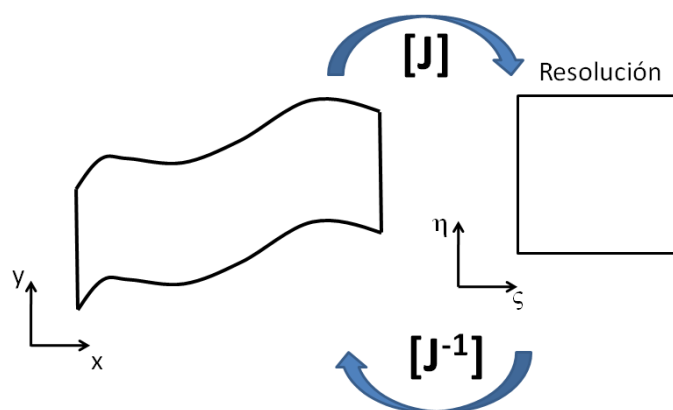


Figura 2.- Coordenadas curvilíneas generalizadas.

MODELACIÓN DE OBSTÁCULOS

Si bien el presente modelo permite la utilización de coordenadas curvilíneas generalizadas, y por lo tanto geometrías complejas. En algunas ocasiones se pueden presentar zonas donde la distorsión de la malla produce la formación de inestabilidades. Igualmente se pueden presentar obstrucciones dentro del flujo (i.e. islas y pilotes) o se quiera estudiar la inundación de zonas secas. Para tal motivo se ha hecho una extrapolación de un método llamado “fronteras inmersas” (de la Lama, 2009), utilizado en la dinámica de gases. Este método, permite diferenciar una zona “húmeda”, donde el agua fluye, de una zona “seca”, donde no hay agua. La diferenciación se obtiene a partir de una bandera que vale 1 para zonas húmedas y 0 para zonas secas. Cuando una celda tiene valor de bandera 0, las ecuaciones no se resuelven en ésta y se impide el flujo de agua de una zona húmeda a una zona seca.

En el caso de obstrucciones como estructuras hidráulicas o islas, que permanecen en todo el transcurso de la simulación, ningún cambio en la distribución de las banderas se tiene que realizar. Sin embargo, en el caso de inundaciones de zonas secas o del secado de zonas húmedas, la distribución de las banderas debe de ser dinámica y modificarse continuamente.

Una forma de evitar el comportamiento escalonado del flujo debido a la obstrucción de ciertas celdas, ver Figura 3, es a partir de la utilización de interpolaciones de diferentes órdenes que evitan este comportamiento (de la Lama, 2009).

Las compuertas de la estructura de control se modelaron mediante la imposición de un valor constante en la altura de superficie libre (H). Esto permite mantener una abertura constante en la zona donde trabajan las compuertas.

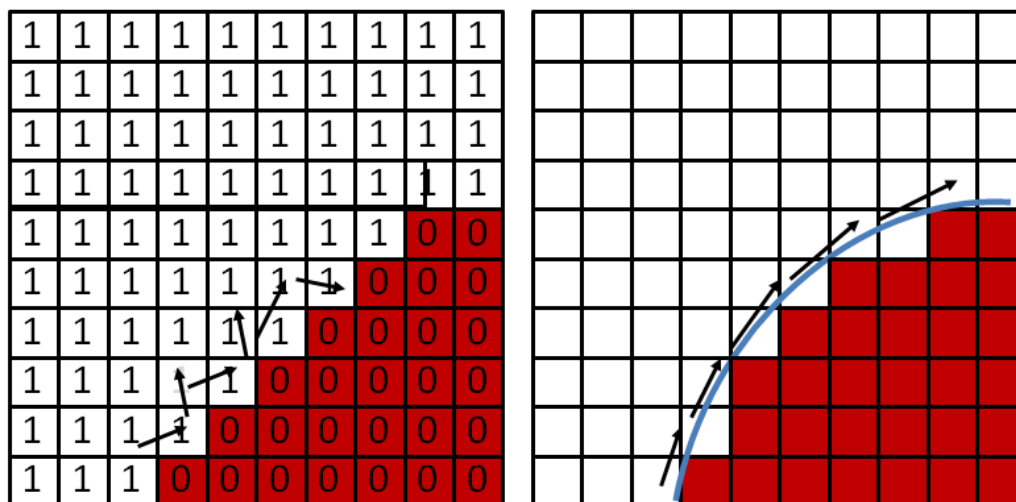


Figura 3.- Fronteras inmersas y la formación de un comportamiento escalonado (izquierda). Utilización de interpolaciones (derecha).

CONDICIONES DE FRONTERA

Las condiciones de frontera se basan en convertir un problema de Riemann bi-dimensional en un problema de Riemann uni-dimensional equivalente en la frontera. Esto se obtiene a partir de la teoría de bi-características en las fronteras al desarrollar un promediado lineal a lo largo de la interface. A partir de aquí se permite construir condiciones de frontera sub-críticas y super-críticas. Para el presente trabajo se consideró una entrada sub-crítica, en la cual se fijan los gastos en ambas direcciones, teniendo que calcular la altura de la superficie libre. Igualmente se consideró una salida sub-crítica, donde se fija la altura de la superficie libre o el gasto longitudinal, calculando a partir de las relaciones de condiciones de frontera el resto de las variables (Guinot, 2003).

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Como parte del estudio hídrico del estado de Tabasco, se han desarrollado diversos estudios tanto experimentales como numéricos. Una parte fundamental en el estudio, debido a su complejidad, es el desarrollo de herramientas numéricas que permitan un estudio detallado del flujo del río. Diferentes herramientas se han desarrollado, entre las cuales la presente.

Cerca de la capital del estado de Tabasco, Villahermosa, el río Mezcalapa se bifurca en dos ramas, río Samaria y Carrizal. Cuando el flujo en el río Carrizal supera un gasto crítico, produce inundaciones catastróficas en la ciudad. Con el fin de controlar el gasto de las dos ramas, se han desarrollado diferentes proyectos basados en la creación de obras de control. Sin embargo es de suma importancia el estudio del flujo, no sólo cerca de estas obras, sino tanto aguas arriba como aguas abajo (Jiménez, 2007). En la Figura 4 se observa una fotografía satelital de la zona a estudiar, junto a la batimetría del río. En el presente trabajo se presentan dos estudios complementarios. El

primero muestra el flujo a lo largo del río Mezcalapa-Samaria-Carrizal, ver figura 4. El segundo se concentra en el estudio de una estructura de control sobre el río Carrizal, ver figura 4

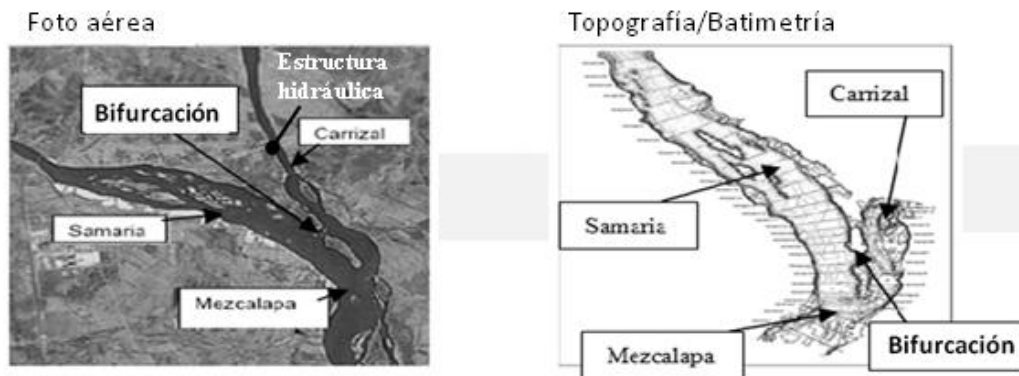


Figura 4. Zona de estudio.

DETALLES NUMÉRICOS

El dominio computacional tiene un tamaño de $L_y=6.1\text{km}$ de ancho (dirección y) por $L_x=6.8\text{km}$ (dirección x) de largo y comprende la zona de la bifurcación. El dominio está constituido por 500 nodos en la dirección x y 750 nodos en la dirección y . SE hicieron dos casos: el tamaño de las celdas en todo el dominio computacional es homogéneo y el dominio tiene celdas curvilíneas.

A partir de la topografía y batimetría del lugar, la forma del río se fue aproximando a polinomios de orden superior, con el fin de ir dibujándola sobre la malla. Con este procedimiento se pudieron aproximar muy bien la geometría real y computacional del río. La figura 5 muestra el procedimiento seguido. Con el fin de evitar una excesiva difusión numérica y mejorar la calidad de la simulación se realizó una segunda simulación con una malla curvilínea, la cual sigue mejor el contorno del río.

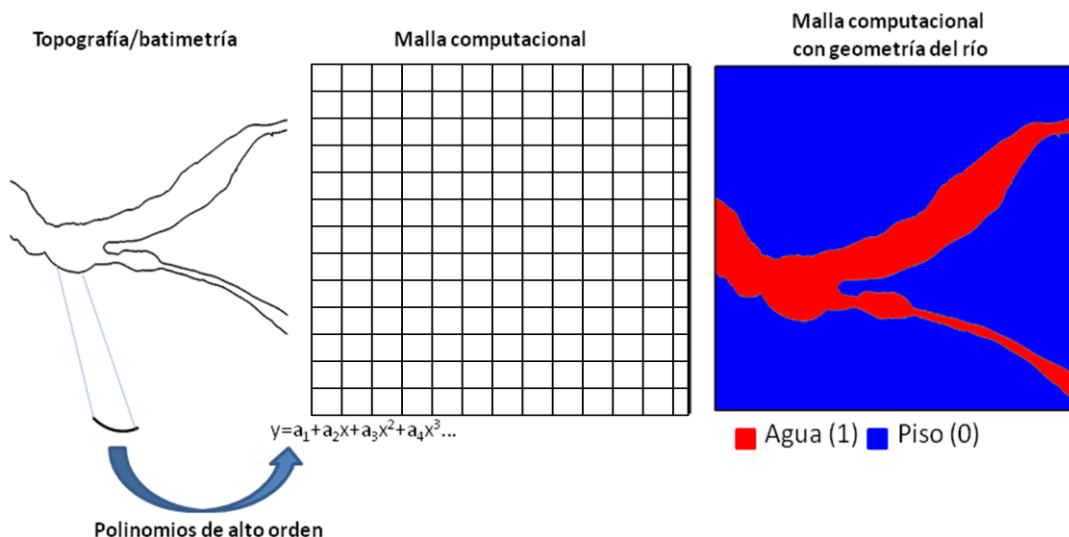


Figura 5.- Generación de la malla computacional y grabado de la forma del río a partir de transformar la batimetría en polinomios de alto orden

El cálculo es inicializado con una velocidad longitudinal promedio, obtenida en función del gasto, $u_0=0.9496$ m/s y $v_0=0.0$ m/s, y la altura de la superficie libre promedios. El flujo entra por la parte izquierda del dominio con un gasto conocido de $3300 \text{ m}^3/\text{s}$, mientras que sale por la parte izquierda con alturas de la superficie libre conocida de $H=6.0$ m.

La obra de control está conformada por una cortina en el centro del río y dos canales de desvío en cada margen de río. La estructura fue diseñada para transportar un gasto máximo de $850 \text{ m}^3/\text{s}$ abriendo las compuertas en ambos canales. El caso estudiado en el presente trabajo consiste en abrir sólo la compuerta del canal de la margen derecha, para que el gasto sea de $550 \text{ m}^3/\text{s}$. Experimentalmente se obtuvo que la altura de apertura era de ≈ 4.6 m. En el caso de la estructura de control se consideró un dominio de 800 m por 580 m respectivamente en la dirección x y y . Con una resolución de 750 por 500 nodos en las direcciones x y y . Se fijó la profundidad (η) en la salida de 2 m y se probó iterativamente el gasto en la entrada para que se obtuviera el gasto en la compuerta derecha. Al igual que en el caso de río, tanto la forma del río como la de la estructura fueron creadas a partir de aproximarlas a polinomios de alto orden.

RESULTADOS NUMÉRICOS DEL RIO

Diferentes pruebas de flujos sencillos en canales con topes, contracciones y obstrucciones, así como el del rompimiento de presas, transporte y reflexión de ondas e inundaciones se han realizado para validar el buen funcionamiento del código. En este trabajo se presentan los resultados obtenidos para la geometría antes descritas de la bifurcación del río Mezcalapa y su obra de control.

En la Figura 6 se muestran los contornos de las banderas para diferenciar la zona mojada de la zona seca. De esta figura se observa que el método descrito anteriormente trabaja correctamente, pues los valores de bandera rojos ($=1$) se encuentran todos en la zona alta de la superficie, lo que indica que solo en estos nodos el agua fluye. Fuera de esta zona (bandera=0, zona azul), la resolución de las ecuaciones se congela no permitiendo su evolución. La altura de la superficie en la dirección z es proporcional con la altura de la superficie libre del agua (este valor fue multiplicado por un factor de 1000.0). A partir de este escalamiento, se pueden observar las ondas en la superficie libre, creadas por la topografía del lugar. Cabe destacar la reflexión de estas ondas en la bifurcación, así como en ambos márgenes del río Samaria. La Figura 6b, muestra los vectores de velocidad en la entrada del dominio computacional, hasta la bifurcación. En esta figura se comprueba que no existe flujo de agua de la zona mojada a la seca.

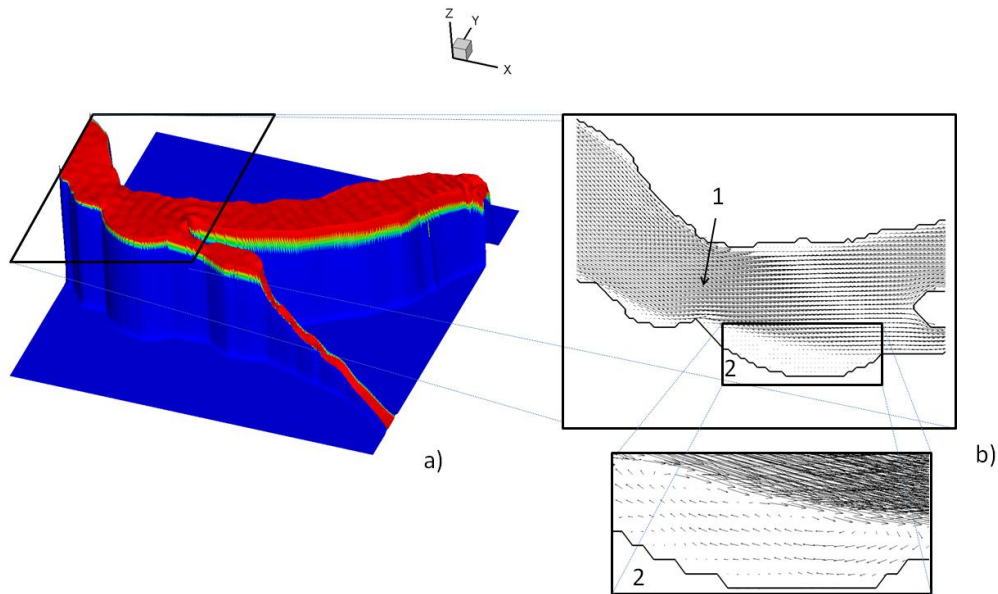


Figura 6.- a) Contorno del valor de la bandera que indica las zonas secas y mojadas. b) Campos de velocidad en una sección del río.

En la figura 7 se muestra el contorno de la magnitud de la velocidad ($|u| = \sqrt{u^2 + v^2}$), donde se observa las zonas de mayor velocidad, principalmente en las zonas de estrangulamiento y en la salida del río Carrizal, donde su ancho se reduce drásticamente. Dos zonas interesantes están remarcadas en esta figura, la primera donde el ancho del río Mezcala se reduce, aumentando la velocidad del flujo, este aumento produce una zona de recirculación en la margen derecha del río, en un ensanchamiento abrupto. Estas zonas de alta/baja velocidad son de suma importancia, pues son zonas propensas a tener una evolución importante del lecho, ya sea por erosión o deposición.

En la zona de la bifurcación se ha comprobado que el gasto que se va por la rama del río carrizal es de 39.8%, valor alto, pues experimentalmente se ha visto que este valor es de 33%. Esto debido a que en esta simulación no se tomaron en cuenta las islas dentro del río, que permite el libre tránsito hacia los ríos, cosa que no sucede por la parcial obstrucción de la entrada del río Carrizal, ver Figura 4. En un estudio tridimensional del flujo (Sanchez, 2009), se observó que la cantidad de agua que fluía por el río Carrizal era de 27%.

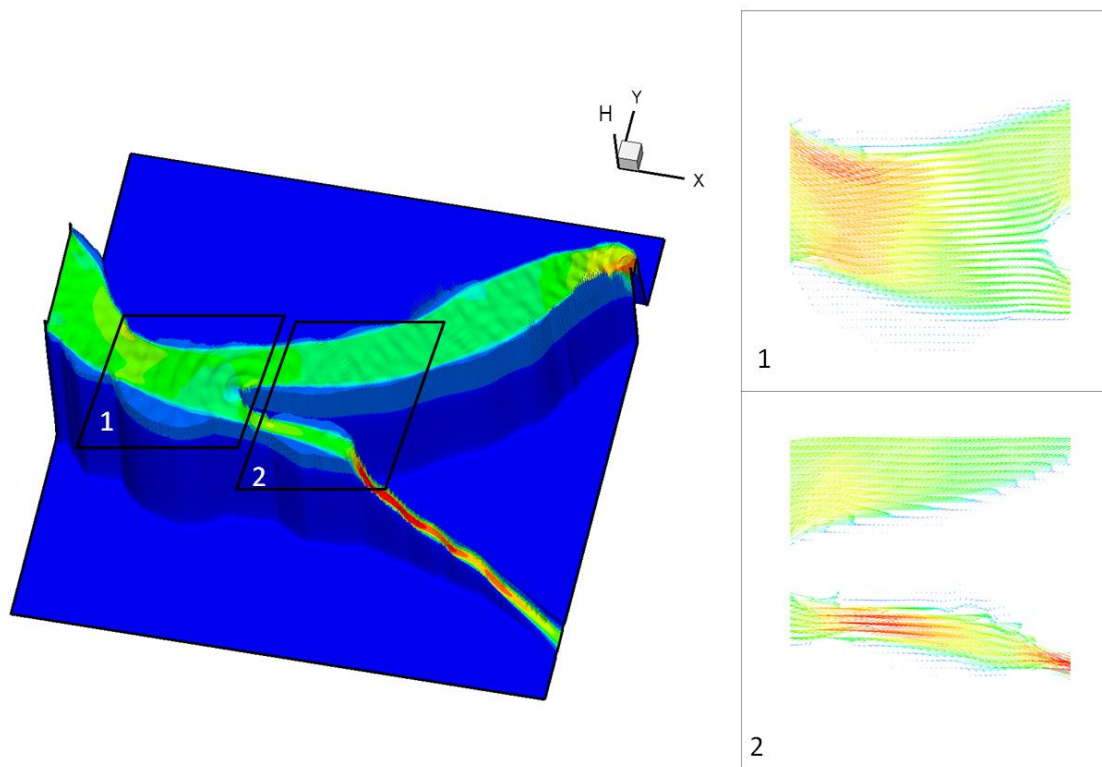


Figura 7.- Contorno de la magnitud de la velocidad y vectores de velocidad en dos secciones del río.

Comparando los resultados obtenidos en el modelo tridimensional (Sánchez, 2009) y el presente modelo bidimensional, se puede ver que la magnitud de las velocidades son similares y en general el patrón del flujo (Figura 8). Cabe destacar que las principales diferencias se obtienen en las zonas influenciadas por las islas, marcadas con número en la figura. En el punto 1 la simulación tridimensional muestra valores más altos de velocidad debido a una isla en la margen derecha del río que obstruye aun más el cauce de éste. En la zona 2 sucede lo contrario, debido a la gran isla que se forma aguas debajo de la bifurcación, el gasto que entra al río carrizal es menor que en la simulación bidimensional. Al ser menor el gasto, por consecuencia, igualmente las velocidades máximas en este río son menores.

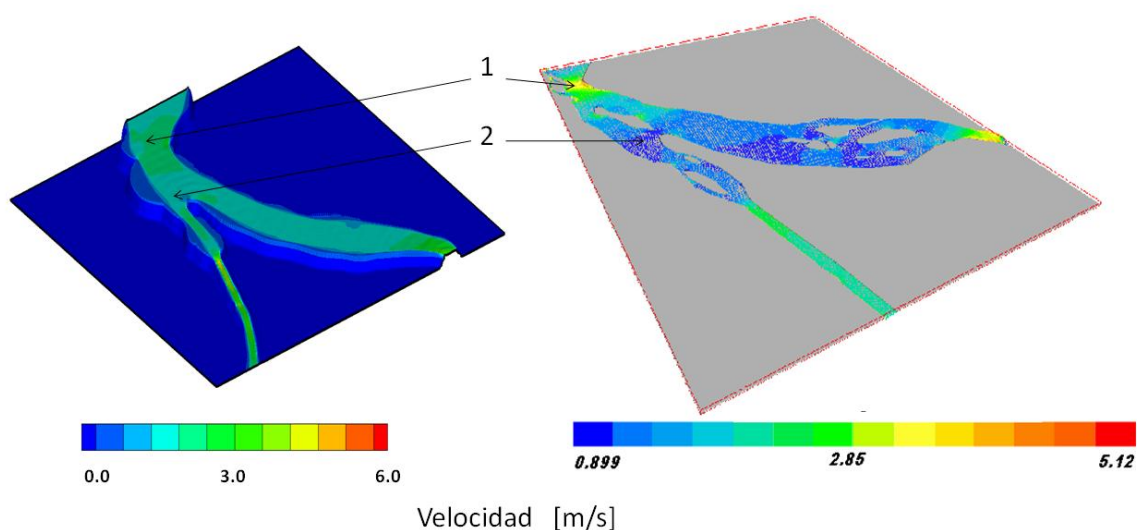


Figura 8.- Comparación de velocidades entre el modelo presente (izquierdo) y un modelo tridimensional (Sánchez, 2009) (derecho).

En una simulación posterior con este modelo bidimensional, se consideró una malla curvilínea que se apega mejor a la geometría. En la figura 9 se muestran los resultados de ambas mallas: regular y curvilínea. A pesar de verse un tanto cuanto diferentes, se comprobó que los resultados tienen una diferencia máxima de entre 5 a 10%. El porcentaje de flujo que se va por el río Carrizal descendió a 37.7%. Esto se debe a que la simulación con la malla curvilínea tiene una mucho mayor resolución que la anterior, ya que los nodos computacionales se concentran en la zona del flujo. Con este punto se debe tener mucho cuidado y se debe de verificar la independencia entre los resultados y la resolución.

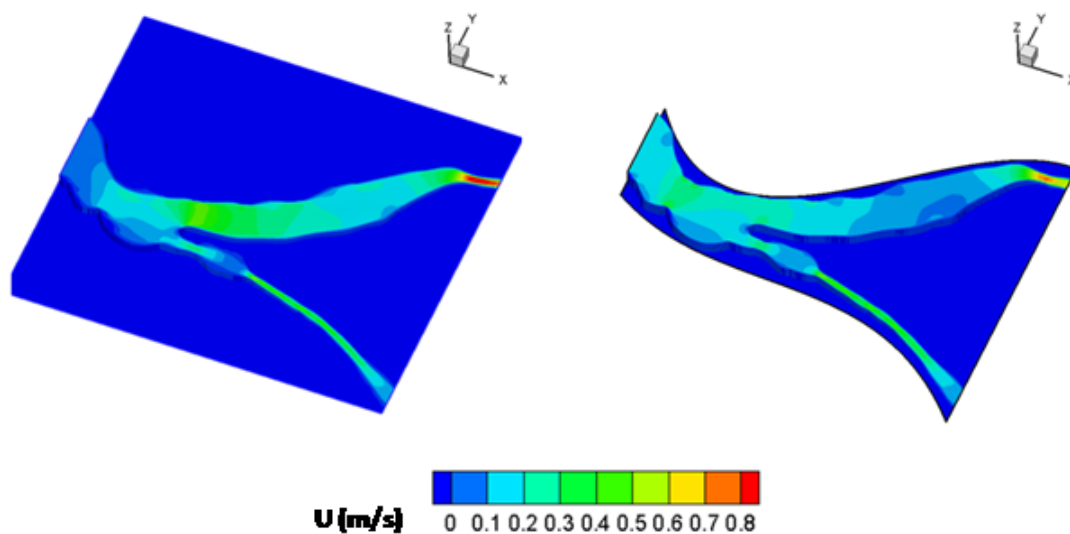


Figura 9.- Comparación de velocidades entre el modelo presente con malla regular (izquierdo) y curvilínea (derecho).

Finalmente se consideran las islas, estas han sido creadas igualmente a partir de la aproximación de su forma por polinomios de alto orden. En la figura 10 se comparan los resultados con los anteriormente mostrados de la simulación tridimensional. Se observa muchas mejoras con respecto a lo encontrado con la malla regular y mostrados en la figura 8. Practicamente ambos flujos tienen el mismo comportamiento. El flujo que se va por el río Carrizal descendió nuevamente, esta vez a 35.9%.

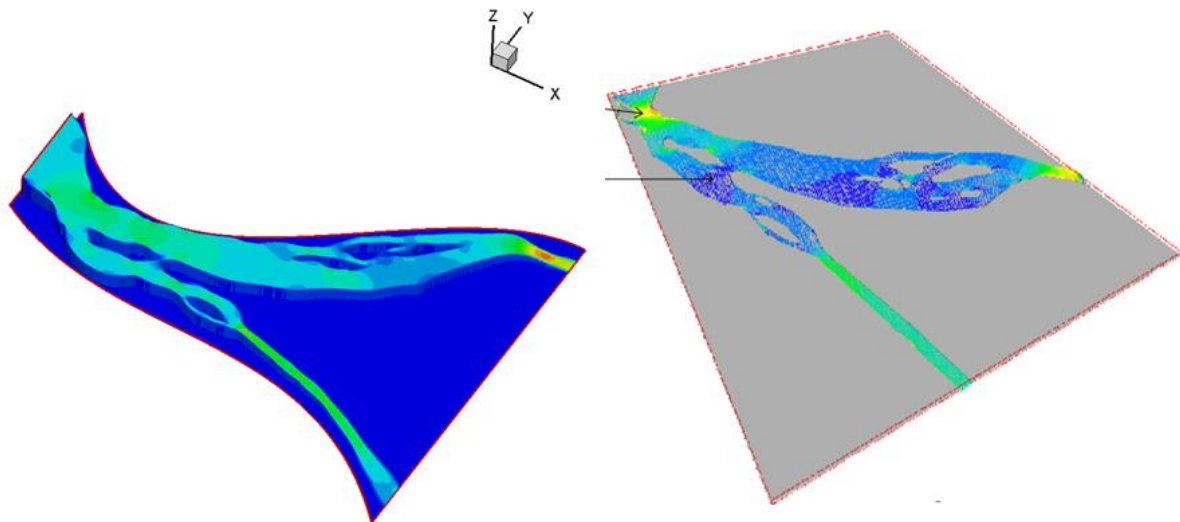


Figura 10.- Comparación de velocidades entre el modelo presente con malla curvilínea (izquierdo) y un modelo tridimensional (Sánchez, 2009) (derecho).

En la figura 11 se muestra la forma de la obra de control y la malla donde fue creada, igualmente se observa la batimetría sencilla que fue impuesta y la forma de río. Como se dijo, el canal de la margen derecha fue diseñado para que maneje un gasto de $550\text{m}^3/\text{s}$. Esto hace posible que para gastos hasta el anteriormente mencionado, solo se use el canal de la margen derecha para el control del gasto de agua. En el ejemplo siguiente se dejan pasar $550\text{m}^3/\text{s}$ por él, manteniendo cerrado el de margen izquierda. Como se dijo anteriormente, la altura de la compuerta se controla manteniendo constante la altura (h en figura 1) de la superficie libre del agua. Para este caso, se encontró experimentalmente que la altura de la compuerta era de 4.62m .

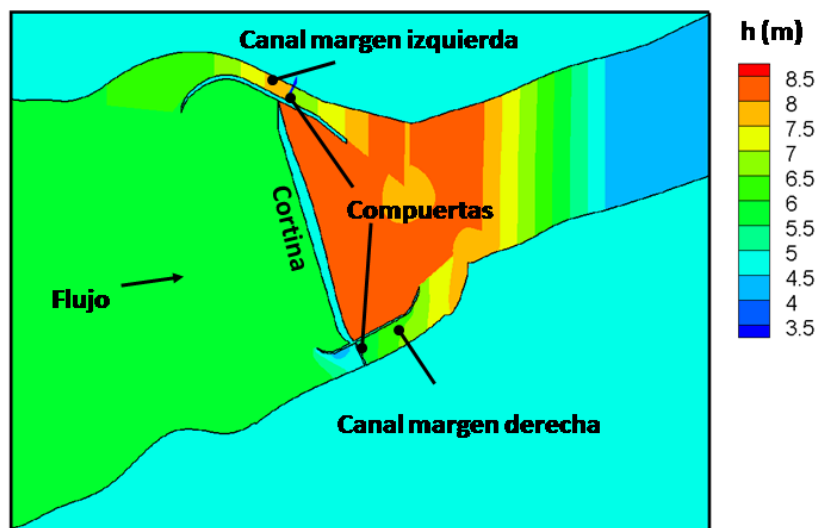


Figura 11.- Batimetría en la zona de la obra de control. Líneas negras muestran la forma del río y de la estructura de control.

En la figura 12 se muestra el campo de velocidad en la estructura de control. Las máximas velocidades se encuentran en la zona de la compuerta, donde se se obtuvo un gasto de $561\text{ m}^3/\text{s}$. A la salida del canal se midieron experimentalmente la magnitud de la velocidad. Estas están en un rango de entre $1\text{-}3.5\text{ m/s}$, teniéndose las máximas velocidades en el lado derecho de la salida. Como muestra la figura 12, este mismo rango de velocidades se obtuvo en la simulación numérica,

teniendo, igualmente, las mayores velocidades al lado derecho. Este comportamiento hace que el chorro de agua se transporte hasta la margen izquierda del río, produciendo recirculaciones detrás de la cortina. Se ha visto que estas recirculaciones aumentan cuando se abre la compuerta izquierda. Estas recirculaciones producirán aguas debajo de la cortina una erosión nociva para la obra de control.

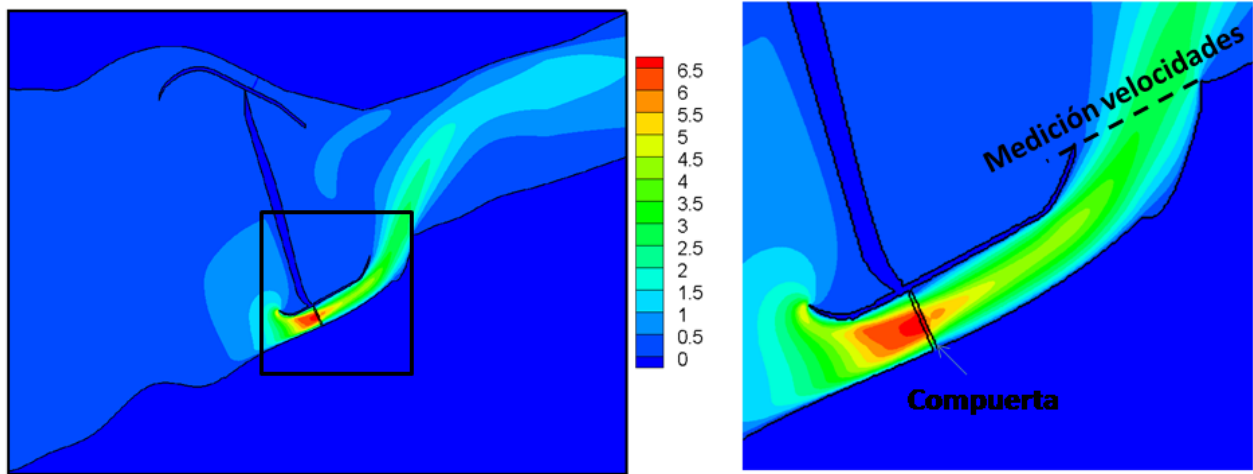


Figura 12.- Contornos de velocidad en la obra de control. Obra de control completa (izquierda). Zona de la compuerta (derecha).

La figura 13 muestra la altura de la variable η , ver figura 1. Se observa una diferencia de altura de entre 1.5 a 2.0 m entre antes y después de la cortina. En la altura total H , se observaron diferencias de hasta 4.5m, como las medidas experimentalmente. Esta disminuye hasta 2.5m en la salida de dominio computacional. Las manchas azules después de la cortina en la figura 13 muestran las zonas de recirculación antes mencionadas.

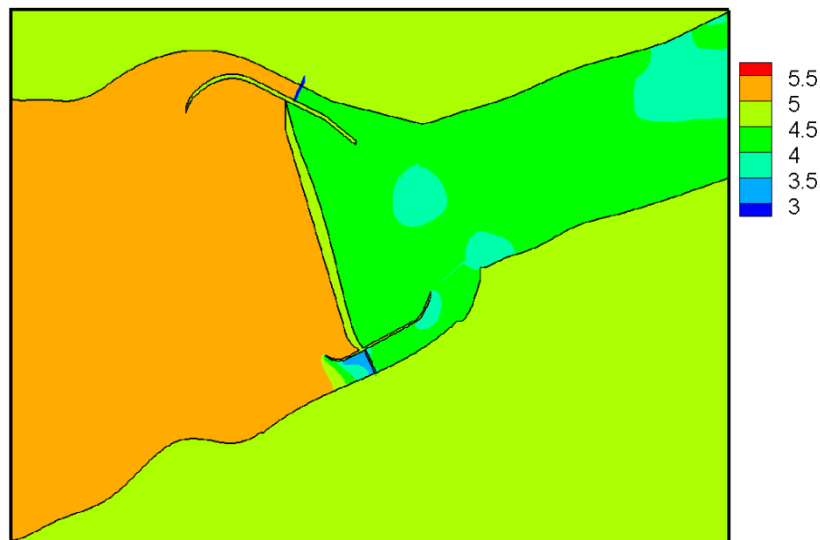


Figura 13.- Contornos de altura η .

CONCLUSIONES

En el presente trabajo se presenta un modelo de aguas someras en el cual las ecuaciones son resueltas mediante un método de diferencias finitas. En la discretización es utilizado un método de la familia MacCormack, aproximando la batimetría del río y la topografía del lugar mediante el uso de polinomios de alto orden. El efecto de escalonamiento por el uso de fronteras inmersas se evita por el uso de una interpolación de segundo orden.

Este modelo fue aplicado en la simulación de la bifurcación del río Mezcalapa. Los resultados numéricos muestran una buena aproximación a los experimentales. Sin embargo, es necesaria una mayor medición experimental para validar correctamente el presente modelo.

Dada la simplicidad del modelo, el mismo muestra ser una herramienta útil en el estudio de flujos complejos en ríos.

AGRADECIMIENTOS

Las simulaciones fueron realizadas en el cluster Tonatiuh del Instituto de Ingeniería, UNAM. Los autores quieren agradecer a su administrador Ing. Fernando Maldonado.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Cao Z. & Pender G.** (2004), "Numerical modeling of alluvial rivers subject to interactive sediment mining and feeding", *Advances in water resources* **27**:533-546
- Chanson H.**, (2004), "The hydraulics of open channel flow: an introduction", Editor Butterworth-Heinemann
- De la Lama M.** (2009) "Estudio numérico de cuerpos complejos inmersos en un flujo compresible", Tesis de Maestría en Ingeniería Mecánica, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.
- Fletcher C. A. J.** (1988). Computational techniques for fluid dynamics 2. Springer.
- Gottlieb D. & Turkel E.** (1976) Dissipative to four methods for time dependent problems. *Mathematics of Computation*. **30**:703-723
- Guinot V.** (2003), "Riemann solvers and boundary conditions for two-dimension shallow water simulations", *Int. J. Numer. Fluids* **41**: 1191-1219
- Hervout J.M.** (2007), "Hydrodynamics of free surface flows", John Wiley & Sons, LTD, West Sussex UK
- Jimenez A.A, Gracia J. Berezowsky M. & Martinez J.** (2007), "Estudio de la bifurcación de un río con modelación numérica", Series del Instituto de Ingeniería, UNAM, CI-29.
- Kennedy, C.A. and Carpenter, M.H.**, (1997), Comparison of several numerical methods for simulation of compressible shear layers. *NASA Technical Paper*, 3484.
- Laney C.** (1998), "Computational Gasdynamics", Cambridge University Press, Cambridge UK
- Liang D., Lin B. & Falconer A.** (2007), "Simulation of rapidly varying flow using an efficient TVD-MacCormack scheme", *Int. J. Numer. Meth. Fluids*, **53**: 811-826
- Sánchez J.A, Vicente W., Salinas-Vázquez M., Osnaya J. y Gracia J.** (2009), "Numerical simulation of flow in the bifurcation of the Mezcalapa river", International Workshop on Environmental Hydraulics, Valencia, España.

- Toro E.F.** (2001), “Shock-Capturing methods for free surface shallow flows” ”, John Wiley & Sons, LTD, West Sussex UK
- Van Rijn L.C.** (1993), “Principles of sediment transport in rivers, estuaries and coastal seas”, Aqua publications, California, USA
- Wu W.** (2007), “Computational river dynamics”, Taylor & Francis, London UK.

SIMULACIÓN DE CROMO Y SEDIMENTOS FINOS EN UN ESCENARIO FLUVIAL

Alfredo Trento¹, Ana Alvarez¹, Leonardo Filippa¹, Marcos Gallo², Susana Vinzón²

¹Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas, Universidad Nacional del Litoral (UNL) CC 217, (3000) Santa Fe, Argentina, alfredotrento@yahoo.com, talva3@hotmail.com, leofi2004@yahoo.com.ar

²Laboratorio de Dinámica de Sedimentos Coesivos, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Cx Po 68508- Centro de Tecnología-I100, RJ, Brasil, marcosgallo@peno.coppe.ufrj.br, susana@oceanica.ufrj.br

RESUMEN:

El objetivo de este trabajo fue simular las variaciones espaciales y temporales de concentraciones de sedimentos suspendidos y cromo en la columna de agua y en el lecho, según las condiciones impuestas por la fuente de vertido continuo cercana a una orilla del río Salado, en las condiciones fluviales de aguas bajas de noviembre de 2008. Se tomaron muestras de agua y de sedimentos del lecho, se determinaron variables de calidad de agua *in situ* y en laboratorio, se aforó, se registró la batimetría del curso, de las cotas de la superficie del agua, y se simuló la hidrodinámica del tramo en estudio.

Los resultados preliminares de la distribución de concentraciones de cromo en agua indican que la erogación de la fuente representó un aumento de aproximadamente un orden de magnitud hacia aguas abajo, con un decaimiento en el final del tramo. La escala temporal para el transporte de Cr en el lecho fue sustancialmente mayor a la calculada para el Cr en la columna de agua. El transporte de sedimentos suspendidos se desarrolló en condiciones de equilibrio sedimentológico, corroborado mediante mediciones.

ABSTRACT:

The aim was to simulate the spatial and temporal variations of suspended sediments and chromium concentrations in the water column and in the bed, according to the conditions imposed by the continuous discharge source located near to a bank of the Salado river, under the low water conditions corresponding to November 2008. Water and bed sediment samples were taken, water quality variables were determined *in situ* and in the laboratory, the river flow was gauged, the stream bathymetry and water surface level were registered. The hydrodynamic of the stream under study was simulated.

Preliminary results of the chromium concentration in water indicate that the source discharge produced an increment of approximately one order of magnitude downstream, with a decreasing at the end of the stream. The temporal scale for the Cr transport in the bed was substantially higher than the calculated for chromium in the water column. The transport of suspended sediments was developed under sedimentological equilibrium conditions, verified by measurements.

PALABRAS CLAVE:

Cromo, sedimentos finos, Salado.

INTRODUCCIÓN

Los metales pesados como el cromo, son sustancias naturales que participan en complejos ciclos biogeoquímicos, cuya característica principal es que no se degradan en el ambiente (Schnoor, 1996) sino que solamente se transforman, siendo persistentes en los sistemas acuosos y tóxicos en ciertas condiciones (Marcovecchio et al., 1998; Beltrame et al., 2009). Los metales que originalmente están disueltos en el agua (Maddock & Lopes, 1988), tienen gran afinidad con el material particulado, pudiendo depositarse y luego, cuando se producen condiciones propicias para la erosión y/o resuspensión se transforman en una fuente potencial de contaminación del curso de agua (Westrich & Förstner, 2007). Se debe considerar que los sedimentos del lecho y suspendidos son parte integral e inseparable de un río, con la capacidad de almacenar y transportar los metales en los cauces, planicies y finalmente en los estuarios (Gibbs, 1983). El mayor desafío para valorar el riesgo hidroambiental, el transporte y destino del Cr es la falta de datos integrados de agua, materia suspendida y sedimentos con la escala del sistema (Szalinska et al., 2010). Los sedimentos pueden contener elevadas concentraciones de metales pesados llegando a presentar hasta un millón de veces más metal que un volumen equivalente de agua, siendo esta proporción una función tanto de la química del metal como de la química del sedimento y del medioambiente circundante (Fairbrother et al., 2007). Es por ello que en la comunidad científica la relación metal-sedimentos recibe especial atención, dado que los metales que ingresan a los sistemas acuáticos y son sorbidos por los sedimentos están sujetos a múltiples reacciones de transformación (Maddock & Lopes, 1988; Landner & Reuther, 2004) y de transporte.

El escenario ambiental de este trabajo es un tramo del curso inferior del río Salado (Santa Fe, Argentina) de 7 km de longitud (Figura 1), donde se encuentra localizada una fuente de vertidos industriales con Cr en forma continua al río por medio de un difusor subacuático, cercano a una orilla, en la sección de la ruta provincial 6 (RP6). El tramo en estudio, que llamaremos también dominio “anidado”, está delimitado aguas arriba por una sección hidráulica ubicada a 2,6 km de la fuente y aguas abajo por otra a 4,3 km. Su cauce tiene un ancho promedio de 60 m, con albardones bien definidos en ambas márgenes y una profundidad promedio de 0,80 m en aguas bajas. El curso principal del río Salado está bordeado por amplias planicies, empleadas principalmente para la producción de carne y de leche. La cuenca en la cual se localiza el tramo en estudio se inscribe en una región económicamente próspera, debido a su desarrollo agro-industrial, y que produce alimentos para el mercado nacional e internacional.

Existen antecedentes de la presencia de cromo y otros metales en tramos del río Salado y de sus afluentes, los arroyos Cululú y Las Prusianas (Gagneten et al., 2007). Gallo et al. (2006) determinaron en las inmediaciones de la fuente concentraciones totales de cromo, de hasta 1500 µg/L en agua y 11000 µg/g en sedimentos de fondo, y aguas abajo 140 µg/L y 600 µg/g, respectivamente. Estas concentraciones superan largamente las consideradas naturales en aguas superficiales por Salomons & Förstner (1984). Debe tenerse en cuenta que el cromo persiste en el ambiente sin degradación y puede ser transportado en forma disuelta y/o particulada asociado a los sedimentos, principalmente a las arcillas y limos finos, muy abundantes en aguas del río Salado, y que, en un estado de oxidación (Cr^{VI}), es perjudicial para la biota en general (Mishra & Mohanty, 2008).

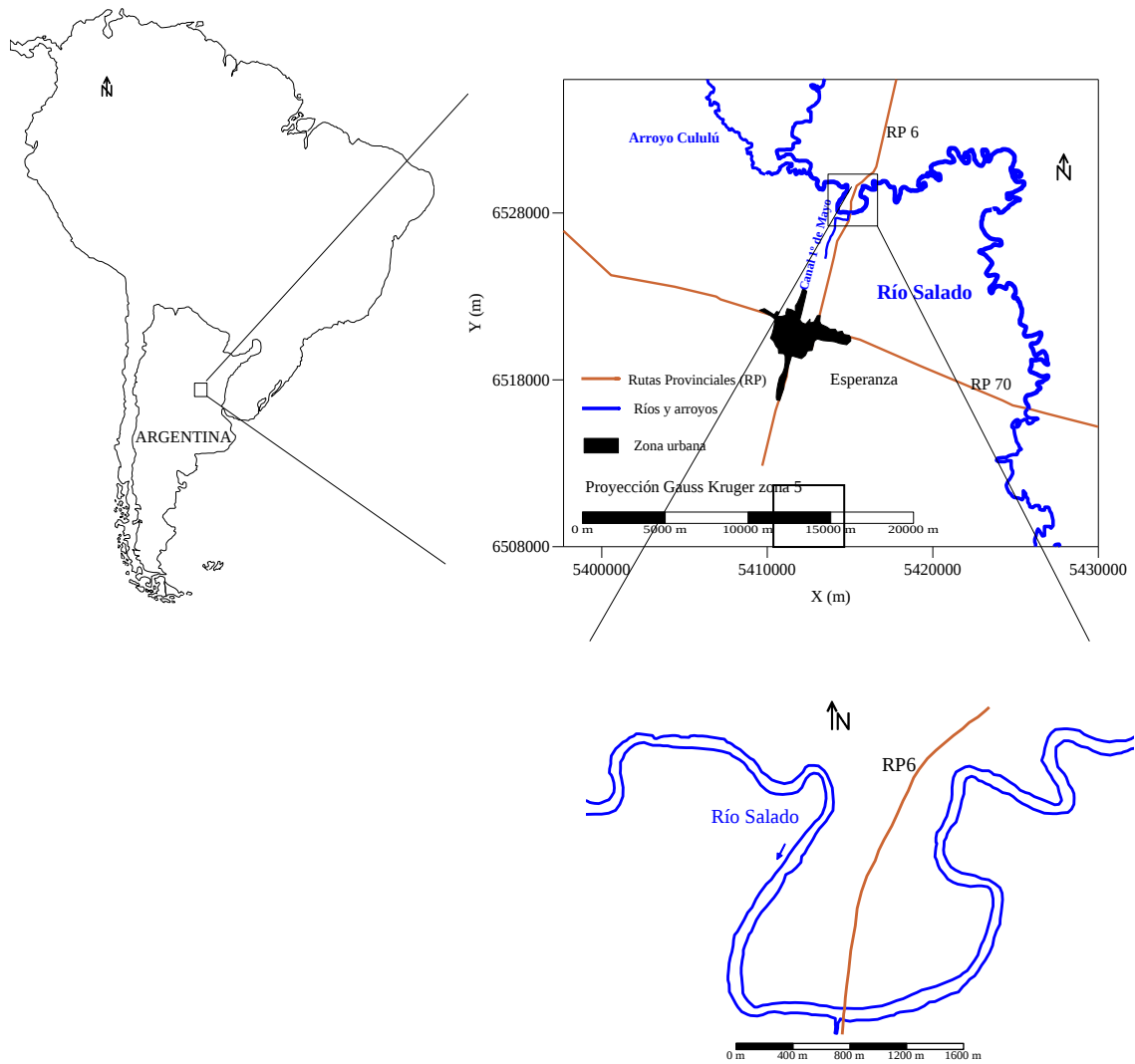


Figura 1.- Tramo en estudio del cauce del río Salado, secciones de borde, planicie de inundación, ubicación de la fuente y dominio de modelación.

El objetivo consistió en simular las variaciones espaciales y temporales de concentraciones de sedimentos suspendidos y cromo en la columna de agua y en el lecho, según las condiciones impuestas por la fuente de vertido continuo cercana a una orilla del río, en las condiciones hidrodinámicas de aguas bajas de noviembre de 2008.

METODOLOGÍA

El transporte de cromo y sedimentos en un ambiente fluvial comprende diversos procesos, gobernados por la advección, la dispersión, la erosión-depositación y la cinética de sorción-desorción, que matemáticamente pueden representarse por un sistema de ecuaciones diferenciales en derivadas parciales (EDDP). El modelo matemático se compone de tres EDDP cuando se cumple la hipótesis de equilibrio instantáneo, según la cual el tiempo necesario para lograr una relación de equilibrio sorción-desorción del cromo es mucho menor que los procesos de mezcla advectivos-dispersivos. Mientras que los procesos cinéticos del cromo son del orden de pocos minutos, la escala temporal de los procesos advectivos y dispersivos, correspondientes a la mezcla completa a lo ancho del río, está en el intervalo de 12 a 17 horas, y en la dirección vertical es de pocos minutos. De este modo se justifica el empleo de un sistema de ecuaciones bidimensionales integradas en vertical (2DH): una ecuación para las concentraciones totales de cromo en agua, C_{Tw} , otra al nivel

de los sedimentos del lecho, r y la tercera para la concentración de finos suspendidos, S_w . Las consideraciones físico-matemáticas de esas EDDP remiten a los trabajos pioneros de Thomann & Mueller (1987), entre otros.

Los parámetros más relevantes son los coeficientes de partición de metales para la columna de agua y para el lecho, K_{pw} y K_{pb} respectivamente. Su determinación es importante pues están relacionados con la salinidad natural de las aguas y otras variables de estado (Johansson et al., 2001). Se adoptó el supuesto que la concentración de sedimentos en el lecho, S_b , fue invariable en el tiempo, por lo tanto no se tuvieron en cuenta los cambios del lecho por la migración de formas de fondo. Otros procesos representados fueron la pérdida de Cr de la columna de agua debido a sedimentación y la transferencia hacia el lecho, la incorporación de Cr a la columna de agua por transferencia desde el lecho y por erosión, y la incorporación de Cr debida a las fuentes. El modelo considera que la erosión, resuspensión y depositación son procesos estrictamente pasivos, es decir, que su escala espacial vertical (el espesor de cambio en el lecho) debe ser sustancialmente menor que la escala de profundidades locales del escurrimiento. La capa activa del lecho representa el espesor d_a de intercambio del cromo del lecho con la columna de agua, la que fue considerada constante. Se representó la descarga como una fuente vertical en línea, con caudal y concentraciones de cromo y sedimentos constantes.

$$\frac{\partial C_{T,w}}{\partial t} + \frac{\partial UC_{Tw}}{\partial x} + \frac{\partial VC_{Tw}}{\partial y} = \frac{1}{h} \frac{\partial}{\partial x} \left(E_x h \frac{\partial C_{Tw}}{\partial x} \right) + \frac{1}{h} \frac{\partial}{\partial y} \left(E_y h \frac{\partial C_{Tw}}{\partial y} \right) + \frac{k_L}{h} \left(\frac{r}{K_{pb}} - f_{dw} C_{Tw} \right) + r \frac{\alpha}{\gamma} S_b - k_s C_{Tw} f_{pw} \quad [1]$$

$$\frac{\partial r}{\partial t} = \left(\frac{K_{pb}}{1 + S_b K_{pb}} \right) \left[- \frac{k_L}{d_a} \left(\frac{r}{K_{pb}} - \frac{C_{Tw}}{1 + S_w K_{pw}} \right) + k_s \gamma C_{T,w} \frac{S_w K_{pw}}{1 + S_w K_{pw}} - r \alpha S_b \right] \quad [2]$$

$$\frac{\partial S_w}{\partial t} + \frac{\partial US_w}{\partial x} + \frac{\partial VS_w}{\partial y} = \frac{1}{h} \frac{\partial}{\partial x} \left(h E_x \frac{\partial S_w}{\partial x} \right) + \frac{1}{h} \frac{\partial}{\partial y} \left(h E_y \frac{\partial S_w}{\partial y} \right) + \frac{m_e}{h} - \frac{m_d}{h} \quad [3]$$

La concentración total de cromo en agua es $C_{Tw} = C_{sw} + C_{pw}$, con C_{sw} y C_{pw} las concentraciones de cromo soluble y particulado, respectivamente. La concentración de cromo sorbido a los sedimentos de fondo es $r = C_{pb}/S_b$, con C_{pb} la concentración del metal particulado en el lecho. El coeficiente $\gamma = h/d_a$, es la relación entre la profundidad de agua h y la capa activa del lecho d_a . La variable γ se consideró constante, aproximación justificable dada las escalas espaciales y temporales del modelo. Los coeficientes $f_{dw} = C_{sw}/C_{Tw}$ y $f_{pw} = C_{pw}/C_{Tw}$ son las fracciones disuelta y particulada de Cr en agua, respectivamente, α la tasa de erosión/resuspensión, $k_s = W_s/h$ es la tasa de depositación, con W_s la velocidad de sedimentación media de los sedimentos en la vertical, k_L un coeficiente de transferencia de masa del metal entre la columna de agua y el agua de los poros de los sedimentos del lecho, o viceversa. Las velocidades medias en la vertical son U y V , en las coordenadas espaciales horizontales x e y respectivamente, t es el tiempo. La dispersión longitudinal y transversal, tanto de cromo como de sedimentos, están parametrizadas por los coeficientes E_x y E_y , respectivamente.

Para la ecuación [3], de transporte de sedimentos finos, se consideran los procesos de erosión y depositación. Con m_e la tasa de erosión o resuspensión, m_d la tasa de depositación. La erosión del lecho se cuantifica mediante la ecuación de Ariathurai & Arulanandan (1978), en la cual el principal parámetro es la tensión de corte crítica para la erosión, τ_e . La depositación de finos se evalúa de acuerdo a la ecuación propuesta por Nicholas et al. (2006):

$$m_d = S_w \left\{ \lambda W_s \left[1 - \left(\frac{U_m}{U_{cr}} \right)^2 \right] \right\} \quad [4]$$

U_{cr} , es la velocidad crítica del flujo por debajo de la cual ocurre depositación, U_m es la magnitud de la velocidad local y λ es un parámetro de calibración. Los procesos de transporte comunes a las ecuaciones [1] y [3] son la advección, la dispersión longitudinal y la transversal.

Condiciones de implementación del modelo y mediciones

En campo se registró desde un bote la batimetría mediante ecosonda a lo largo del centro del cauce. Se acotó el pelo de agua en la sección RP6 y en la ruta provincial 70 (RP70), mediante lectura de una escala hidrométrica. El caudal se calculó mediante un aforo por vadeo con mini-molinete.

Las condiciones hidrodinámicas se calcularon en dos etapas. En la primera se empleó el sistema HEC-RAS 4.0 (Brunner, 2008) aplicado al escurrimiento en cauce entre las secciones de aguas arriba: RP6 en el río Salado y la intersección del arroyo Cululú con la ruta provincial N° 50 (RP50) y aguas abajo la sección donde la ruta provincial N° 70 (RP70) cruza al río Salado (Figura 1). Las condiciones de borde aguas arriba fueron definidas con series diarias de caudales para el período de tiempo entre el 27 de octubre de 2008 y el 25 de diciembre del mismo año. Para el borde de aguas abajo se impuso una curva de descarga calculada en base a los caudales suministrados por la SSRH (2009). Se destaca que en esta sección se dispone de lecturas hidrométricas diarias. Se consideraron las batimetrías obtenidas para 34 secciones transversales, obtenidas en relevamientos realizados en diversos trabajos de campo (Trento y Alvarez, 2006), que se complementaron con información de curvas de nivel para la planicie. La parametrización del coeficiente de rugosidad n de Manning se realizó según estudios antecedentes (Bodoira et al., 2009). El sistema hidrodinámico se calibró con el registro de la cota del pelo de agua en RP6 y en secciones intermedias.

En una segunda etapa se utilizó el módulo hidrodinámico 2DH de SisBAHIA® (Rosman, 2010) para el dominio “anidado”. El sistema resuelve la ecuación de conservación de masa integrada a lo largo de la vertical y las dos ecuaciones de conservación de cantidad de movimiento con la aproximación de aguas someras (para escurrimientos homogéneos integrados en la vertical), en las direcciones horizontales x e y . La discretización espacial en el plano horizontal x - y del dominio se hace mediante elementos finitos Lagrangeanos isoparamétricos.

El dominio “anidado” en estudio comprende aproximadamente una superficie de $0,36 \text{ km}^2$ del cauce del río. Este dominio de modelación se representó con una malla compuesta de 1261 elementos cuadrangulares isoparamétricos, de 9 nodos por elemento, con un total de 5719 nodos. Se emplearon elementos, de un ancho no mayor a 30 m, de modo de contar con cinco a nueve nodos de cálculo en la dirección transversal a la corriente. El plano horizontal de referencia para las batimetrías se ubicó en cota cero IGM. Las condiciones de borde en la sección de aguas arriba se establecieron en función de los resultados obtenidos con el sistema computacional unidimensional, aplicado en el dominio “mayor”. En la sección de aguas abajo fue fijado un nivel de agua de 15,66 m cota IGM para el caudal aforado $Q = 4,3 \text{ m}^3/\text{s}$. La simulación se efectuó para un tiempo total de 24 horas, con un intervalo temporal $\Delta t = 5$ segundos. Las condiciones iniciales fueron establecidas en base a niveles y velocidades obtenidas del sistema 1D.

Para el modelo numérico de transporte en el dominio “anidado” se empleó un algoritmo de trayectoria de partículas, (RWPT), por medio del cual el transporte de masa es consecuencia del movimiento aleatorio de un gran número de partículas discretas (Korotenko et al., 2004). Así, los resultados están libres tanto de oscilaciones como de difusión numérica, de concentraciones negativas y pérdidas de masa, lo cual lo hace particularmente apto para representar fuentes verticales en línea, como la que se pretende simular. Los detalles numéricos del modelo RWPT para calcular C_{Tw} , r y S_w pueden consultarse en Trento & Alvarez (2008). Se emplearon intervalos temporales $\Delta t = 10$ segundos. El ingreso de la masa de sedimentos y cromo desde la fuente se

representó mediante el ingreso de cuatro partículas de 20 gramos de peso para sedimentos suspendidos y 0,042 gramos de cromo, en cada Δt , para un caudal erogado equivalente al 2% del caudal del río.

La tensión de corte crítica para erosión se fijó en $0,20 \text{ N/m}^2$, la velocidad crítica para depositación $U_{cr} = 0,07 \text{ m/s}$, $k_s = 1 \cdot 10^{-6} \text{ 1/s}$ y $\lambda = 1$. Los coeficientes de partición se calcularon en base a las determinaciones de laboratorio, estableciéndose $K_{pb} = 3 \text{ m}^3/\text{kg}$ y $K_{pw} = 40 \text{ m}^3/\text{kg}$. En base a la profundidad de muestreo en el lecho se consideró $d_a = 0,01 \text{ m}$ y se adoptó $k_L = 4,9 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$. La concentración de sedimentos en el lecho se calculó en base a la porosidad, en $S_b = 1200 \text{ kg/m}^3$. Las condiciones iniciales fueron $S_{w0} = 0,080 \text{ kg/m}^3$, $C_{Tw0} = 0,002 \text{ mg}_{Cr}/\text{m}^3$ y $r_0 = 10 \text{ mg}_{Cr}/\text{kg}$. En la sección de aguas arriba se fijaron concentraciones $S_w = 0,030 \text{ kg/m}^3$, $C_{Tw} = 0,001 \text{ mg}_{Cr}/\text{m}^3$ compatibles con las mediciones efectuadas.

Toma de muestras y determinaciones de laboratorio

Se determinaron las concentraciones de sedimentos con una sonda de turbiedad en 12 verticales ubicadas en 6 secciones transversales. Se tomaron muestras de agua con una botella Wildco de 2,2 L para determinar C_{Tw} y S_w , y muestras de sedimentos del lecho con una draga para calcular r , la porosidad y S_b en laboratorio. Las concentraciones de sólidos suspendidos totales se determinaron según la norma ASTM Method D3977-97B (Guo, 2006). Las concentraciones de cromo total y disuelto en agua y en sedimentos del lecho se determinaron por FAAS o HGAAS, según norma EPA 200.2 (Martin et al., 1994).

RESULTADOS

En la Figura 2 se muestra el campo de velocidades resultante de la simulación hidrodinámica, para una situación de aguas bajas para una altura hidrométrica de 0,73 m en la escala de la sección RP70. En las simulaciones mostradas no se consideró la incidencia del viento, según las condiciones meteorológicas observadas. Los resultados que se muestran en la Figura 2 corresponden al tiempo final de la simulación, si bien se comprobó que los resultados se estabilizaron en apenas 4 hs. De acuerdo a los resultados del sistema SisBAHIA[®], los módulos de velocidades medias en la vertical estuvieron en el rango entre 0,01 y 0,19 m/s, con profundidades entre 0,30 y 1,20 m.

En la Figura 3 y 4 se graficó la distribución de concentraciones de cromo total luego de 1 h y 3 hs de emisión de la fuente, respectivamente. La configuración calculada para C_{Tw} representa el impacto de las erogaciones de la fuente, de acuerdo a la magnitud de las mediciones efectuadas. En $t = 3 \text{ hs}$ comienza a estabilizarse la distribución de concentraciones de cromo y para ese tiempo se alcanzan condiciones de mezcla completa en la transversal a una distancia de aproximadamente 400 m de la fuente. Esta distancia es semejante a la calculada teóricamente con la fórmula de Fischer (1979) para condiciones de flujo uniforme. La fracción particulada del Cr fue superior al 75%, evidenciando la tendencia del mismo a transportarse sorbido a los sedimentos suspendidos, compuestos en un 90% por arcillas y limos, según resultados obtenidos con un difractómetro.

En la Figura 5 se muestra la distribución de concentraciones de S_w calculadas para $t = 3 \text{ hs}$, las cuales se encuentran dentro del mismo orden que los valores medidos, en promedio 0,082 g. Los resultados del modelo indican condiciones de equilibrio sedimentológico en casi todo el dominio de cálculo.

Las concentraciones de r medidas alcanzaron un valor máximo de $28 \mu\text{g/g}$ aguas debajo de la fuente, con una distribución irregular. El modelo logró representar concentraciones próximas a las medidas para $t > 48 \text{ hs}$, lo cual muestra que la escala de tiempo del cromo en el lecho es muy distinta

a la de la columna de agua. Resultados similares se obtuvieron en otros estudios antecedentes (Trento & Alvarez, 2011).

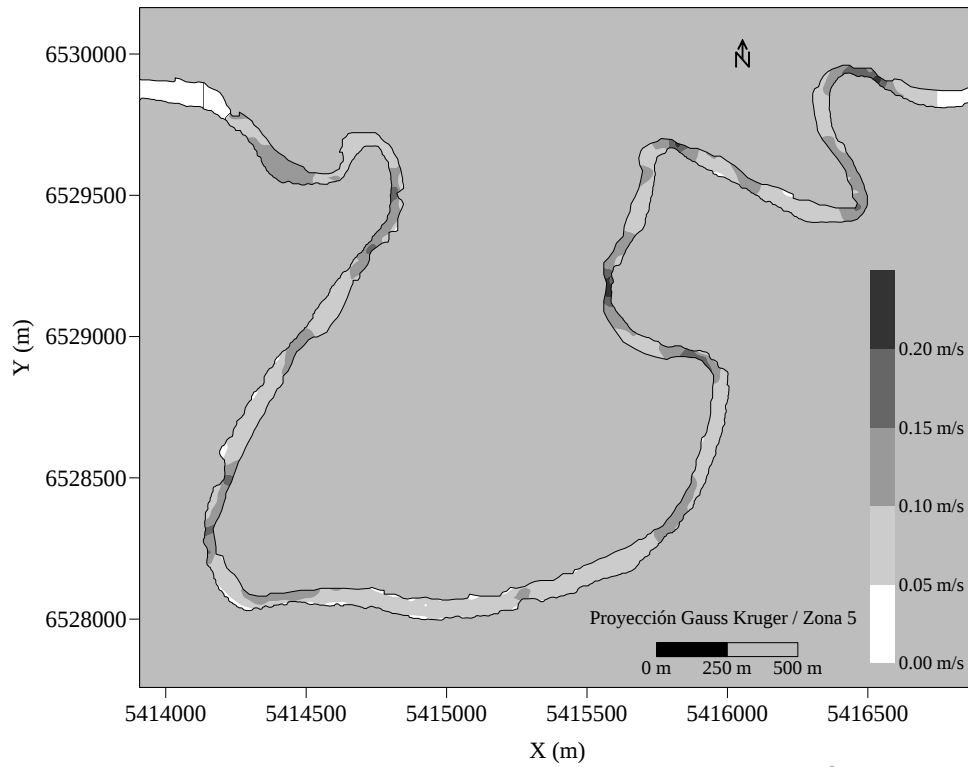


Figura 2.- Campo de velocidades simulado con SisBaHiA®.

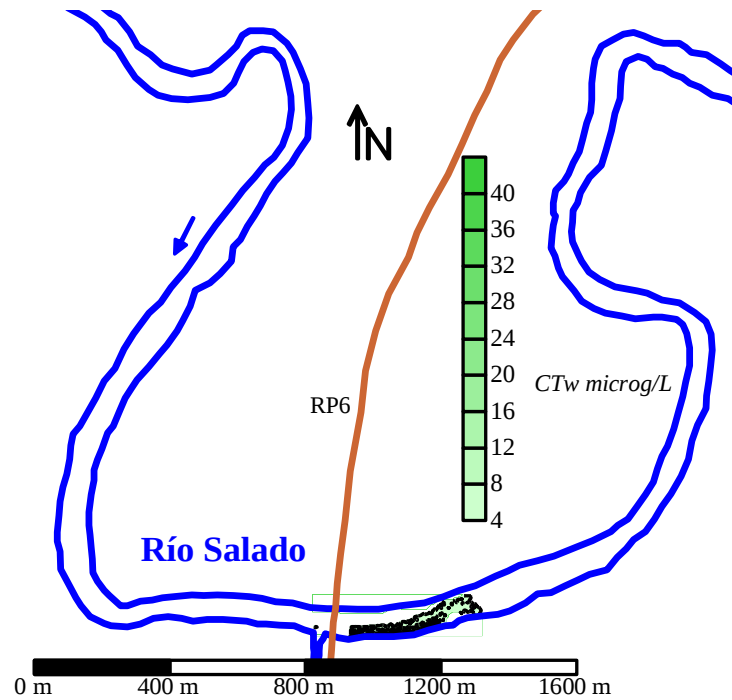


Figura 3.- Nube de C_{Tw} calculada con el modelo para $t = 1$ h.



Figura 4.- Nube de C_{Tw} calculada con el modelo para $t= 3$ hs.

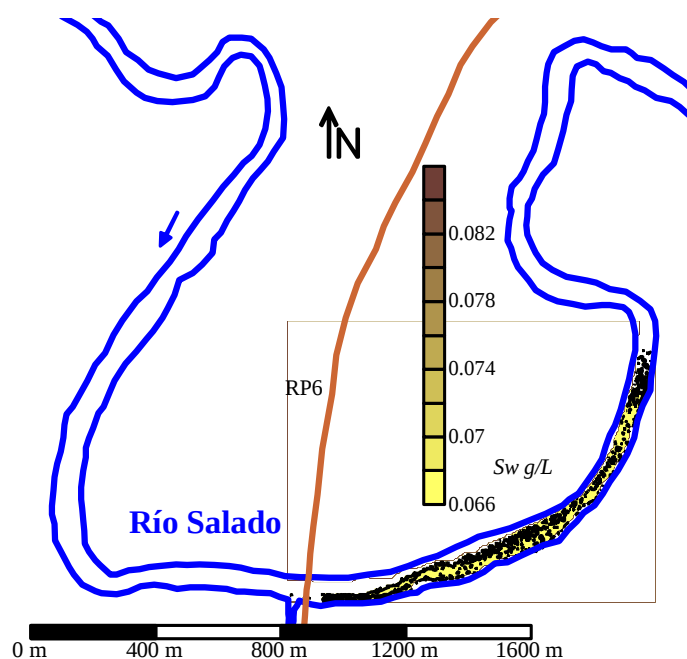


Figura 5.- Nube de S_w calculada con el modelo para $t= 3$ hs.

CONCLUSIONES

Se realizó una simulación hidrodinámica en base a ecuaciones integradas en la vertical que permitió representar adecuadamente las condiciones observadas durante los trabajos de campo a fines de noviembre de 2008.

La representación matemática del transporte de sedimentos suspendidos permite concluir que existieron condiciones de equilibrio sedimentológico en el dominio de modelación, lo cual se

corroboró mediante análisis de laboratorio de las muestras recolectadas y mediciones con sonda de turbiedad.

Los resultados preliminares de la distribución de C_{Tw} indican que la erogación de la fuente representa un aumento de aproximadamente un orden de magnitud hacia aguas abajo, con un decaimiento en el final del tramo. La escala temporal para el transporte de Cr en el lecho difiere sustancialmente de la calculada para la dispersión de Cr en agua.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo fue realizado en el marco de los Proyectos CAI+D PI 38-194 de la UNL y PICT RAICES 35885, subsidiados por la ANPCyT (Argentina) y la UNL (Santa Fe).

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Ariathurai, R. and K.Arulanandan** (1978). "Erosion Rates of Cohesive Soils", *Journal of Hydraulics Division*, Vol. 104, HY2, pp. 279-283.
- Beltrame, M., S. De Marco and J.Marcovecchio** (2009). "Dissolved and particulate heavy metals distribution in coastal lagoons. A case study from Mar Chiquita Lagoon, Argentina", *Estuarine, Coastal and Shelf Science*, Vol. 85, pp. 45-56.
- Bodoira F., A.Trento and S.Graciani** (2009). "Determination of roughness coefficient in floodplains using Landsat images: The case of the Salado River lower basin (Argentina)", *Proceedings of the 6th IAHR Symposium on River, Coastal and Estuarine Morphodynamics (RCEM 2009)*, Santa Fe, Argentina.
- Brunner, G.** (2008). *HEC-RAS, River Analysis System, Hydraulic Reference Manual*, Versión 4.0. U.S. Army Corps of Engineers. (<http://www.hec.usace.army.mil>).
- Fairbrother, A., R.Wenstel, K.Sappington and W.Wood** (2007). "Framework for metals risk assessment". *Ecotoxicology and Environmental Safety*, Vol. 68, pp. 145-227.
- Fischer, H.B., E.J.List, R.C.Y.Koh, J.Imberger and N. H.Brooks** (1979). *Mixing in inland and coastal waters*. Hermosa Publ., New Mexico, USA.
- Gagneten, M., S. Gervasio and J. Paggi** (2007). "Heavy Metal Pollution and Eutrophication in the Lower Salado River Basin (Argentina)". *Water, Air and Soil Pollution*, Vol. 178, pp. 335-349.
- Gallo M., A. Trento, A. Alvarez, H. Beldoménico and D. Campagnoli** (2006). "Dissolved and Particulate Heavy Metals in the Salado River (Santa Fe, Argentina)", *Water, Air, and Soil Pollution*, 174, pp. 367-384.
- Gibbs, R.** (1983). "Effect of Natural Organic Coatings on the Coagulation of Particles", *Environmental Sciences and Technoogies*, Vol. 17, No. 4, pp. 237-240.
- Guo, Q.** (2006). *Correlation of Total Suspended Solids (TSS) and Suspended Sediment Concentration (SSC) Test Methods*. New Jersey Department of Environmental Protection, Division of Science, Research and Technology. Contract No. SR05-005.
- Johansson H., M.Lindstrom and L. Hakanson** (2001). "On the Modelling of the Particulate and Dissolved Fractions of Substances in Aquatic Ecosystems-Sedimentological and Ecological Interactions", *Ecological Modelling*, Vol. 137, pp. 225-240.

- Korotenko, K., R.Mamedov, A.Kontar and L.Korotenko** (2004). "Particle tracking method in the approach for prediction of oil slick transport in the sea:modelling oil pollution resulting from river input", *Journal Marine Systems*, Vol. 48(1-4), pp. 159-170.
- Maddock, J. and C.Lopes** (1988). *Behaviour of Pollutnat Metals in Aquatic Sediements*, In: Seelinger U., Lacerda L., & Patchineelam, S. R. (eds), *Metals in Coastal Envrnments of Latin America*, Heidelberg, Springer-Verlag, Germany.
- Marcovecchio, J. and L.Ferrer** (2005). "Distribution and Geochemical Partitioning of Heavy Metals in Sediments of Bahía Blanca Estuary, Argentina". *Journal of Coastal Research*, Vol. 21, No. 4, pp. 826-834.
- Martin, T.D., J.T.Creed and C.A.Brockhoff** (1994). *Sample preparation procedure for spectrochemcial determination of total recoverable elements: U.S. Environmental Protection Agency Report*, Revision 2.8, EMMC Version, 12 p.
- Mishra, A. and B.Mohanty** (2008). "Acute toxicity impacts of hexavalent chromium on behavior and Histopathology of gill, kidney and liver of the freshwater fish, *Channa punctatus* (Bloch)", *Environmental Toxicology and Pharmacology*, Vol. 26, pp. 136–141.
- Nicholas, A., D.Walling, R.Sweet and X.Fang** (2006). "New strategies for upscaling high-resolution flow and overb ank sedimentation models to quantify floodplain sediment storage at the catchment scale", *Journal of Hydrology*, Vol. 329, pp. 577– 594.
- Rosman, P.** (2010). *Referência Técnica do SisBaHiA®*, (<http://www.sisbahia.coppe.ufrj.br>).
- Salomons, W. and U. Förstner** (1984). "Trace metal analysis on polluted sediments Part II: Evaluation of environemental impact", *Environemental Technology Letter*, Vol. 1, pp. 506-517.
- Schnoor, J.** (1996). *Modelling trace metals. In: Environ. modelling-fate and transport of pollutants in water air and soil*. John Wiley & Sons Inc, Iowa , USA.
- SSRH** (2009). Subsecretaría de Recursos Hídricos, *Estadística Hidrológica de la República Argentina*. Presidencia de la Nación, República Argentina.
- Szalinska, E., J.Dominik, D.Vignati, A.Bobrowski and B.Bas** (2010). "Seasonal transport pattern of chromium(III and VI) in a stream receiving wastewater from tanneries", *Applied Geochemistry*, Vol. 25, pp. 116-122.
- Thomann, R. and R. Mueller** (1987). *Principles of surface water quality modeling and control*, Harper Collins Publishers, USA.
- Trento, A. and A.Alvarez** (2011). "A numerical model for the transport of chromium and fine sediments", *Environmental Modeling and Assessment*, 16, 6, 551-564, doi: 10.1007/s10666-011-9263-5.
- Westrich, B. and U.Förstner** (2007). *Sediment Dynamics and Pollutant Mobility in Rivers. An interdisciplinary Approach*, Springer, Germany.

DISEÑO OPTIMIZADO DE REDES DE DRENAJE URBANO

I. Navarro¹, N. Bermúdez² y J.G. Saldarriaga³

¹Contratista Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá EAAB. Dirección de Ingeniería Especializada, Bogotá, Colombia; inavarr@acueducto.com.co.

²Investigadora, Centro de Investigaciones en Acueductos y Alcantarillados –CIACUA–, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia; n.bermudez87@uniandes.edu.co.

³Profesor Titular, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental - Director, Centro de Investigaciones en Acueductos y Alcantarillados –CIACUA–, Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia; email: jsaldarr@uniandes.edu.co.

RESUMEN:

En el proyecto de investigación objeto de este artículo se desarrolló una metodología para el diseño de redes de drenaje urbano, la cual permite obtener la combinación de diámetros y pendientes que genera los menores costos constructivos, al mismo tiempo que asegura una adecuada operación del sistema al minimizar el riesgo de que se presenten sobrecargas e inundaciones. La metodología utiliza Algoritmos Genéticos como técnica de optimización gracias a su enfoque multiobjetivo. Las características más importantes del programa desarrollado se describen en el presente artículo, así como los algoritmos que fueron implementados para investigar los parámetros sugeridos como medidas de la confiabilidad de la red.

ABSTRACT:

As part of a research, described in this paper, a new methodology was developed for design of urban drainage networks. This methodology sets the combination of slopes and diameters which generate the least constructive costs, at the same time assuring an adequate operation of the system by minimizing the risk of surcharges and flooding. This methodology uses Genetic Algorithms as optimization technique due to its multiobjective approach. The most important characteristics of the software developed are explained in this article, also the implemented algorithms which were developed to investigate the suggested parameters as measurements of the reliability of the network.

PALABRAS CLAVE:

Drenaje urbano, redes de alcantarillado, optimización, Algoritmos Genéticos, tiempo de residencia, potencia unitaria.

INTRODUCCIÓN

El proceso de urbanización que se ha presentado a nivel mundial, particularmente en los países en desarrollo en las últimas 5 décadas, ha venido acompañado por un continuo incremento en la densidad poblacional en las ciudades. Como resultado de este proceso, se han aumentado el porcentaje de áreas impermeables y los niveles de contaminación de las aguas residuales. Estas dos consecuencias del proceso de urbanización le han dado mayor importancia a los sistemas de drenaje urbano, ya que éstos se convierten en una herramienta que permiten controlar inundaciones y epidemias, al recolectar y transportar las aguas lluvias y las aguas residuales que se producen en una determinada área tributaria.

Gracias a la importante función que cumplen los sistemas de drenaje urbano, se debería garantizar una cobertura total de dicho servicio para las áreas urbanas. Sin embargo, en la mayoría de países de América Latina y el Caribe, el promedio de la cobertura de los servicios de saneamiento básico es del 86% (del cual se tiene un 62% de conexiones domiciliarias), mientras que el número de personas que carecen de este servicio es de aproximadamente 61 millones, tal como es presentado continuamente en informes de organismos multilaterales de financiación y fomento. Estas cifras demuestran que existe un déficit de cobertura, el cual tiene diversos impactos a nivel social y ambiental. Por estas razones, y teniendo en cuenta las restricciones en el presupuesto público de Colombia y el resto de países de América Latina y el Caribe, el trabajo de investigación descrito busca generar una metodología para el diseño optimizado de redes de drenaje urbano, a fin de crear una herramienta que permita contribuir con la disminución del déficit de cobertura en este servicio, al generar sistemas con el menor costo posible, sin dejar de garantizar un adecuado funcionamiento de la red. Por otro lado, se busca entender la dinámica del diseño optimizado y establecer una herramienta para un sistema de drenaje nuevo que mejora el entendimiento de la parte operativa de los sistemas existentes.

METODOLOGÍAS TRADICIONALES DE DISEÑO

En un diseño de una red de drenaje urbano sin importar cual sea su metodología, el primer paso consiste en recolectar información sobre las características topográficas, geológicas e hidrológicas del sector en el que se construirá la red, así como información sobre el catastro de los usuarios (el cual deberá incluir un registro del tipo de usuario, su consumo promedio de agua y ubicación). Estos datos, en conjunto con los del catastro de la zona (es decir, los planos de manzaneo, la ubicación de las redes de otros servicios públicos y los planos de la malla vial), deben ser superpuestos a fin de que el diseñador pueda determinar la ubicación más adecuada de cada uno de los elementos que componen la red.

Una vez lo anterior ha sido realizado, el siguiente paso consiste en calcular el caudal máximo que cada tubería de la red podrá transportar. Para el caso de aguas residuales, éste corresponde a la suma de los caudales producidos por los distintos usuarios que tendrá el sector bajo diseño al finalizar el período de diseño del sistema, calculado como el caudal máximo en una hora. Por otra parte, para el caudal de aguas lluvias, se debe hacer una estimación de la escorrentía generada en cada cuenca tributaria con base en el porcentaje de zonas impermeables, en sus características geométricas, geológicas y topográficas, y en la intensidad y duración del máximo evento de precipitación que se presentará durante un determinado período de retorno. En cualquiera de estos casos, las ecuaciones utilizadas para calcular variables como las proyecciones de demanda de agua potable, el porcentaje de agua lluvia que se convierte en escorrentía o el tiempo que ésta dura en recorrer cada cuenca, entre otras, varían según las normas técnicas de cada país y el nivel de complejidad del sistema que será construido.

Diseño bajo la suposición de flujo uniforme

Ya conocidos los caudales de diseño de cada tubería se procede a definir el diámetro de la misma; lo anterior se realiza tradicionalmente bajo las siguientes suposiciones: a) el flujo se encuentra a superficie libre; y b) se tienen condiciones de flujo uniforme. Este último aspecto implica que no se presentan cambios a lo largo del espacio en las características del flujo, por lo que las únicas fuerzas relevantes con respecto al comportamiento hidráulico son entonces las gravitacionales y las generadas por la fricción entre la superficie de la tubería y el fluido. Bajo estas condiciones, el diámetro de cada tubería puede ser determinado de forma independiente, con base en la ecuación de Gauckler-Manning (Ecuación 1) o en la ecuación de Darcy-Weisbach en conjunto con la ecuación de Colebrook-White (Ecuación 2). Adicionalmente, como toda la energía que es suministrada por la gravedad se consume a través de las pérdidas por fricción que se dan a lo largo de la tubería, el esfuerzo cortante que se genera sobre la superficie de esta última puede ser calculado a partir de la Ecuación 3.

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad [1]$$

$$V = -2\sqrt{8gRS} \log_{10} \left(\frac{Ks}{14.8R} + \frac{2.51\nu}{4R\sqrt{8gRS}} \right) \quad [2]$$

$$\tau = \rho g RS \quad [3]$$

donde V = velocidad media de flujo; n = coeficiente de Manning; R = radio hidráulico; S = pendiente de la tubería; g = aceleración gravedad; ks = coeficiente de rugosidad absoluta; ν = viscosidad cinemática del fluido; y ρ = densidad del fluido.

Una vez se ha calculado el respectivo diámetro de la tubería (bajo la suposición de flujo uniforme), es necesario verificar el cumplimiento de ciertas restricciones, cuyos valores límite varían según las normas técnicas de cada país, pero que en general, son planteadas con el objetivo de garantizar el adecuado funcionamiento de la red. Para el caso de Colombia, los diseños deben ser realizados de forma que se cumplan las siguientes condiciones:

- Diámetro interno real mínimo: Condición definida para evitar obstrucciones en la tubería; su valor es de 200 mm para alcantarillados de aguas residuales y de 250 mm para aguas lluvias.
- Velocidad mínima: Utilizada para garantizar condiciones de autolimpieza en cada tubería. El valor de dicho parámetro debe ser de 0.45 m/s para tuberías que transportan aguas residuales, mientras que para las de agua lluvia es de 0.75 m/s.
- Velocidad máxima: Condición que busca disminuir el riesgo de que se presenten procesos de abrasión que afecten las superficies de tuberías u otros elementos de la red. Su valor es especificado de acuerdo con el tipo de material de las tuberías. Por ejemplo, en el caso del PVC, la velocidad máxima permisible es de 10 m/s.
- Mínimo esfuerzo cortante medio: Utilizado para garantizar condiciones de autolimpieza y control de la generación de gases como el ácido sulfhídrico. En el caso de tuberías que transportan aguas residuales su valor es de 1.5 N/m², mientras que para las de agua lluvia es de 3.0 N/m².
- Profundidad hidráulica máxima: Utilizada para garantizar condiciones de flujo a superficie libre a lo largo de la red. Para el caudal del diseño su valor varía entre el 70 y 85% del diámetro de la tubería. La relación entre esta y el diámetros se conoce como la relación de llenado.
- Profundidad mínima a cota clave: Condición que busca garantizar la protección de las tuberías y que las descargas domiciliarias sin sótano puedan ser drenadas por gravedad. Su valor es de: 0.75 m cuando la tubería se encuentra debajo de vías peatonales o zonas verdes, y de 1.20 m cuando ésta se encuentre debajo de vías vehiculares.
- Profundidad máxima a cota clave: Utilizada para controlar las cargas a las cuales está sometida cada tubería. Su valor es de 5 m.

- Número de Froude: Utilizado para garantizar que no se presenten condiciones de flujo crítico en ningún punto de la red. Dicho parámetro debe estar por encima de 1.1 o por debajo 0.9.

Metodologías de optimización

El problema de diseño optimizado de redes de drenaje urbano tradicionalmente ha sido planteado como la búsqueda del conjunto de pendientes y diámetros que generen los menores costos constructivos. Como se puede ver en la Ecuación 4, los costos generados por la construcción de cada tramo de la red se expresan en función de su diámetro y longitud, ya que comúnmente no se tienen en cuenta otros costos relacionados al proceso de construcción, como por ejemplo, el relleno. Adicionalmente, se observa que el conjunto de soluciones viables se debe encontrar dentro de un espacio de búsqueda delimitado por algunas de las restricciones que fueron mencionadas anteriormente. Todos los cálculos hidráulicos realizados para verificar el cumplimiento de dichas condiciones son realizados con base en la suposición de flujo uniforme.

$$\min C = \sum_{i=1}^n C_i = f(d_i, L_i) \quad [4]$$

Sujeto a:

$$Q_i \geq Q_d$$

$$V_{min} \leq V_i \leq V_{max}$$

$$\tau_i \geq \tau_{min}$$

$$h_{min} \leq h_i \leq h_{max}$$

$$\left(\frac{y}{d}\right)_i \leq \left(\frac{y}{d}\right)_{max}$$

$$0.9 \leq Fr_i \leq 1.1$$

donde C = costos totales de construcción; C_i = costos generados por construir el tramo i ; n = número de tuberías; d_i = diámetro de la tubería i ; L_i = longitud de la tubería i ; Q_i = caudal que pasa por la tubería i ; Q_d = caudal de diseño; V_i = velocidad media de flujo en la tubería i ; τ_i = esfuerzo cortante de la tubería i ; h_i = profundidad a cota clave de la tubería i ; y/d = relación de llenado.

Guo et al. (2008) mencionan como desde la década de los 60s, se han planteado diversas metodologías que buscan solucionar este problema a partir de diferentes técnicas de optimización. Una de las primeras en ser utilizada fue la Programación Lineal (PL); sin embargo ésta fue rápidamente descartada debido a que requería que la función objetivo y las restricciones fueran linealizadas, una aproximación que no es adecuada para describir la relación entre las características hidráulicas del flujo y el diámetro y la pendiente de cada tubería. Adicionalmente, la PL requería que las variables de decisión fueran continuas, por lo que al finalizar la optimización era necesario llevar a cabo un proceso de aproximación al diámetro comercial más cercano. Por estas limitaciones, el diseño optimizado empezó a ser solucionado a través de técnicas como la Programación No Lineal (PNL) y la Programación Dinámica (PD). De éstas, la más adecuada ha resultado ser la PD debido a que: (a) la función objetivo y las restricciones pueden ser discontinuas y no diferenciables; (b) el proceso de toma de decisiones es dividido por etapas y es realizado de forma secuencial, lo que genera buenos resultados para redes dendríticas; y (c) presenta soluciones discretas, es decir, no es necesario un proceso de aproximación de diámetros.

Sin embargo, a pesar de ser una técnica que ha sido ampliamente utilizada y que muestra grandes ventajas frente a la programación matemática, Guo et al. (2008) mencionan que también presenta

ciertas limitaciones debido a que la definición por etapas no es una metodología adecuada cuando se cuenta con múltiples nodos de descarga, no es posible incluir una restricción que permita asegurar que el diámetro en una tubería aguas abajo debe ser mayor o igual al de la tubería aguas arriba y no puede generar diseños con base en múltiples objetivos de optimización. Como resultado de estas limitaciones cada vez más investigadores utilizan algoritmos metaheurísticos como técnica de optimización en el diseño de redes de drenaje urbano. Entre los más populares están los Algoritmos Genéticos (AG), gracias a que poseen una gran versatilidad con respecto al planteamiento de la función objetivo.

Limitaciones de las metodologías tradicionales de diseño

Una red que ha sido diseñada ya sea de forma simple o con base en una técnica de optimización, puede presentar diversos problemas durante la fase de operación, ya que todos los cálculos son realizados a partir de la suposición de flujo uniforme. Esta característica hace que se presente una subestimación de las fuerzas y comportamientos que se dan en la realidad, debido a que: (a) cada componente del sistema es diseñado de forma independiente; (b) no se tienen en cuenta procesos en los cuales las fuerzas de presión empiezan a tener un rol importante; (c) la condición de flujo uniforme implica que la profundidad debe ser equivalente a la profundidad normal (con lo que no se incluye ciertos perfiles de flujo que se dan bajo la suposición de flujo gradualmente variado, condición que se asemeja a lo que se presenta en la realidad); y (d) los diseños en materiales lisos como el PVC siguen siendo realizados bajo la suposición de flujo turbulento hidráulicamente rugoso.

Por otra parte, la mayoría de estudios que se han realizado en el tema de optimización también presentan ciertas limitaciones, ya que principalmente se enfocan en investigar cuáles son las técnicas que más se ajustan al problema del diseño de redes de drenaje urbano. Tal vez por esto, sólo se han concentrado en tratar de minimizar los costos de las tuberías, sin tener en cuenta consideraciones de tipo técnico (como por ejemplo, el análisis global del comportamiento hidráulico de la red) y basándose en análisis de redes muy pequeñas (como máximo compuestas por 10 tuberías).

METODOLOGÍA PROPUESTA

Teniendo en cuenta las limitaciones que presenta el diseño tradicional de redes de drenaje urbano, se propuso desarrollar una metodología que permitiera encontrar el conjunto de pendientes y diámetros que generan un adecuado funcionamiento del sistema al mismo tiempo que garantiza el mínimo costo constructivo. Con base en las investigaciones analizadas sobre el diseño optimizado de redes de distribución de agua potable (RDAP) y de drenaje urbano, se concluyó que este objetivo podía ser logrado en la medida que dentro del proceso de optimización se tuviera en cuenta: (a) que para garantizar una buena operación de la red, se debe verificar qué sucede cuando los cálculos hidráulicos se realizan bajo la suposición de flujo no permanente (una vez se han definido los diámetros de cada tramo de la red con base en la condición de flujo uniforme); y (b) que incluso en los diseños en los que se realiza dicha revisión, no existe certeza de que se esté construyendo la mejor configuración de la red en términos de la confiabilidad del sistema, es decir, de su capacidad de superar bajo ciertas condiciones de operación las diferentes cargas que le son impuestas.

Por estas razones, una de las primeras etapas de esta investigación consistió en plantear diversos parámetros relacionados con la confiabilidad del sistema; una vez esto fue realizado, se llevaron a cabo distintos tipos de análisis que permitieron determinar no sólo la relevancia de dichos parámetros en términos del funcionamiento de la red, sino su relación con los costos constructivos de la misma. Todas estas actividades fueron realizadas para sentar las bases de un algoritmo de

optimización multiobjetivo, como solución al problema del diseño optimizado de redes de drenaje urbano.

Parámetros planteados como medida de la confiabilidad del sistema

Como parte de este estudio se investigaron diferentes fuentes de información con el objetivo de determinar cuáles eran los principales problemas que se presentan durante la fase de operación de las redes de drenaje urbano. A partir de esta actividad se concluyó que la mayor parte de dichos problemas están relacionados con los fenómenos hidráulicos, los cuales pueden ser controlados para garantizar una disminución del riesgo de que éstos se presenten. Lo anterior dio como resultado que la mayoría de veces son los sedimentos los que en primer lugar causan el problema. Por ejemplo, cuando se empiezan a acumular depósitos en la superficie de la tubería, se aumentan los procesos de sedimentación de los sólidos que aún se encuentran suspendidos en el agua. Esto a su vez genera una disminución del área mojada de la tubería y un aumento de su rugosidad, lo que se traduce en un incremento de la Línea del Gradiente Hidráulico (LGH), que puede resultar en problemas de sobrecargas e inundaciones. Por esta razón, se llegó a la conclusión que para aumentar la confiabilidad de cualquier red es necesario disminuir los procesos de sedimentación a lo largo de las tuberías. Como este fenómeno es altamente dependiente de las velocidades que tiene el agua en cada una de las tuberías de la red, también se concluyó que en la medida en que se minimice el tiempo de residencia del agua (Ecuación 5) y que se maximice la energía disponible para el movimiento de la misma, se podrá contribuir a disminuir los riesgos de sobrecarga e inundaciones.

$$t_R = \frac{L}{V} \quad [5]$$

donde t_R = tiempo de residencia; L = longitud de la tubería; V = velocidad media de flujo.

Como bajo la suposición de flujo uniforme, la energía disponible para el movimiento del agua es equivalente a la que se disipa a lo largo de la tubería, se propone que este parámetro sea cuantificado en términos de la potencia unitaria, concepto que fue desarrollado por Saldarriaga et al. (2008) como una medida de la potencia que se disipa a lo largo de una tubería de RDAP. En la Ecuación 6 se muestra la función generada para flujos a presión, mientras que en la Ecuación 7 se muestra la que fue utilizada en esta investigación (al tener en cuenta que el flujo se encuentra a superficie libre y tiene una condición de flujo uniforme).

$$P = Q_i(h_{i1} - h_{i2}) \quad [6]$$

$$P = Q_i h_{fi} \quad [7]$$

donde P = potencia unitaria; Q_i = caudal que pasa por la tubería i ; h_{i1} = altura piezométrica en nodo inicial; h_{i2} = altura piezométrica en nodo final; h_f = pérdidas por fricción a lo largo de la tubería i .

Relación entre los costos constructivos de la red y los parámetros de confiabilidad planteados

A fin de evaluar si el diseño optimizado de redes de drenaje urbano no requiere de un enfoque multiobjetivo, es necesario realizar un análisis de la relación que existe entre los costos constructivos de la red y los parámetros de confiabilidad que fueron planteados en el proyecto de investigación objeto de este artículo. Para hacer esto se desarrolló un algoritmo que fue implementado en Microsoft Excel® mediante el lenguaje de programación VBA (Visual Basic For Application, por sus siglas en inglés) y que permite diseñar cualquier red de forma automatizada, empezando por la tubería que llega al punto de entrega, para después recorrer la red de aguas abajo a aguas arriba, según trayectorias previamente definidas por el usuario.

Este programa permite obtener múltiples diseños aleatorios que cumplen con todas las restricciones de velocidad, esfuerzo cortante, distancia mínimas y máximas entre cotas rasantes y claves, al mismo tiempo que asegura que cada diámetro generado siempre será igual o menor al de la tubería que se encuentra aguas abajo y que la cota clave a la salida de la tubería siempre estará por encima o a la misma altura de la cota clave inicial de la tubería que se encuentra aguas abajo. Adicionalmente el programa genera un registro, para cada una de las tuberías diseñadas, del diámetro, pendiente, tiempo de residencia, potencia unitaria y costos constructivos. En este último es importante mencionar que dicho cálculo se realiza mediante dos funciones obtenidas de un estudio realizado por la Comisión de Regulación de Agua Potable y Saneamiento Básico (CRA) de Colombia y que permiten diferenciar el caso en el que sólo se incluye los costos de la tubería, con el que también tiene en cuenta los procesos de excavación (ver Ecuación 8 y Ecuación 9).

$$C = 9579.31kd^{0.5737} \quad [8]$$

$$C = 9579.31kd^{0.5737} + 1163.77kV^{1.31} \quad [9]$$

donde C = costo por metro lineal de la tubería a mayo del 2009; d = diámetro de la tubería; k = factor de conversión a pesos colombianos (2000 pesos/ US\$) de mayo del 2009; V = volumen de excavación por tubería.

Metodología para determinar la relevancia de los parámetros de confiabilidad planteados

Para determinar si existía alguna relación entre los parámetros de confiabilidad planteados y los problemas de operación de una red, se realizó un análisis con base en datos reales de varias redes que están en operación. Así es posible comparar si las tuberías de mayor tiempo de residencia o de menor potencia unitaria corresponden a las zonas en donde ha sido necesario realizar mayores operaciones de mantenimiento o en donde se suelen presentar problemas de sobrecargas e inundaciones. Sin embargo, esa clase de estudio se sale del alcance de esta investigación, por lo que se planteó una metodología alternativa, por medio de la cual se buscaba llegar a unas relaciones semejantes. Esta metodología se basa en la suposición de que la disminución en la cantidad de energía disponible a lo largo de una tubería es función de la sedimentación, por lo que aquellas que presenten una mayor tendencia a que se dé dicho proceso, deben tener mayores problemas de sobrecarga e incluso inundaciones (los cuales pueden presentarse de forma local o pueden llegar a afectar una o varias tuberías aguas arriba).

Dado que durante el proceso de diseño no se cuenta con información *a priori* de cuáles serán las tuberías que van a presentar la mayor acumulación de sedimentos, la metodología se basa en disminuir el diámetro de cada tubería de la red (simulando la presencia de depósitos), a fin de evaluar el efecto hidráulico que genera dicho cambio. Para implementar esta metodología se desarrolló un programa en Microsoft Excel® (por medio del lenguaje de programación VBA), que permite generar múltiples configuraciones de una red con base en un determinado diseño. En cada uno de los escenarios generados, la variación con respecto al diseño original del sistema se da gracias a que a una de las tuberías de la red se le ha disminuido el diámetro según un porcentaje definido por el usuario. Esto se hace para después correr dicha configuración en EPASWMM (Environmental Protection Agency – Storm Water Management Model; modelo de simulación de alcantarillados de la Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos) bajo la suposición de flujo no permanente y de esta manera, poder revisar el efecto que estos cambios tienen sobre el comportamiento hidráulico de todo el sistema.

Algoritmo de optimización

Se desarrolló un programa de optimización de redes de drenaje urbano que se basa en la técnica de AG. Este incluye diferentes funciones de selección, reproducción y mutación, de tal forma que el usuario puede definir cuál método es el más adecuado para un determinado caso de estudio. La

función de adaptabilidad de los AG tiene dos componentes novedosos: la inclusión de diferentes aspectos de la construcción al cálculo de los costos de una red y el módulo que permite determinar si, bajo la suposición de flujo no permanente, se presentan problemas de sobrecarga a lo largo de la red diseñada. Esto se hace a partir de una ecuación en la que se suman los siguientes factores: el costo total del diseño, la potencia total disipada por el sistema, el número de violaciones que se presenta con respecto a las restricciones de diseño y el número de tuberías que se sobrecargan cuando se realiza el análisis bajo la suposición de flujo no permanente.

Esta suma es realizada tras hacer una normalización de cada componente ya que se busca evitar que alguno de los parámetros tenga más importancia dentro del valor de la función de adaptabilidad (dadas las diferencias en cuanto a magnitud). También es importante mencionar que adicional a los sumandos que hacen referencia a las restricciones de velocidad, esfuerzo cortante, número de Froude, profundidad hidráulica y profundidad a cotas claves, se incluyeron dos parámetros que buscan medir el número de veces en que alguna tubería de la red tenga: un diámetro superior al de la tuberías aguas abajo o cuya cota batea a la salida se encuentre por debajo de la de entrada de la tubería aguas abajo.

CASOS DE ESTUDIO

Para probar la metodología de diseño propuesta se utilizaron tres casos de estudio: una red teórica y dos redes correspondientes al sistema de alcantarillado de un sector de la ciudad de Medellín y del municipio La Pedrera, Colombia. A continuación se hace una descripción de las principales características de estas redes y se muestran unas superficies tridimensionales que fueron generadas con el programa Surfer V.8 para representar las características topográficas de las zonas de estudio.

Red Acacias

Esta es una red teórica que corresponde a un alcantarillado combinado compuesto por 30 tuberías, 30 nudos y 1 punto de descarga. El caudal de diseño de la tubería que se conecta con el punto de descarga de la red es de $7 \text{ m}^3/\text{s}$. Como se puede observar en la Figura 1, tiene una geometría típica de un sistema de este tipo, es decir, en forma de árbol. Adicionalmente, se puede ver que ésta se caracteriza por tener una topografía poco accidentada, en la que la transición entre las cotas mínimas y máximas (que presentan una variación de menos de 10 metros) se da a través de cambios graduales.

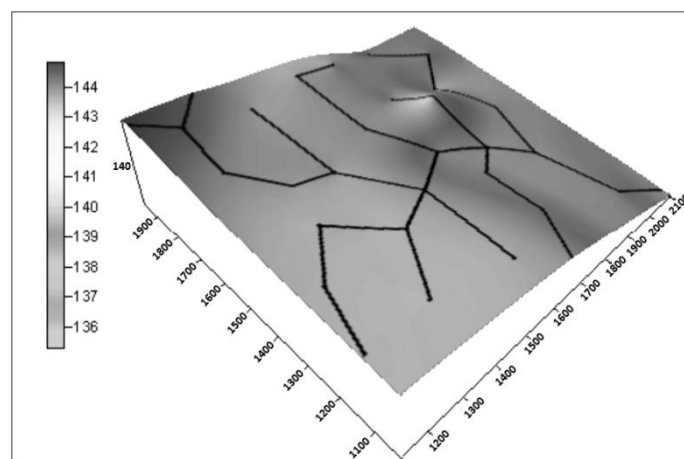


Figura 1.- Topografía de la Red Acacias.

Red Prado

Esta red se ubica en el centro de la ciudad de Medellín, Colombia, entre los sectores conocidos como Prado Centro y El Chagualo. Como se puede observar en la Figura 2, la diferencia entre la cota rasante mínima y máxima es de 55 m, lo que evidencia como a lo largo del sistema se

presentan fuertes cambios topográficos que tendrán un efecto significativo en la hidráulica del sistema.

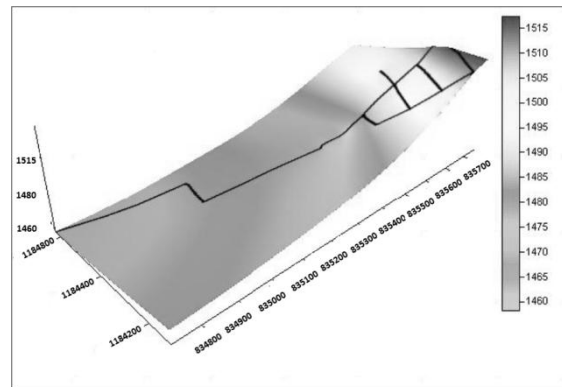


Figura 2.- Topografía de la Red Prado.

La Red Prado corresponde a un sistema de alcantarillado combinado, compuesto por 48 cámaras de inspección, 1 punto de descarga (que corresponde al punto de entrega al Río Medellín), 48 tuberías y 43 subcuencas tributarias. El caudal de diseño de la tubería que se conecta con el punto de descarga de la red es de $6.9 \text{ m}^3/\text{s}$.

Red La Pedrera

Esta red corresponde al sistema de alcantarillado del corregimiento La Pedrera, el cual se encuentra ubicado en el sector nororiental del departamento del Amazonas, Colombia (ver la Fig. 3). Está compuesto por 35 tuberías, 35 nudos o cámaras de inspección y 1 punto de descarga, a través del cual se llevaban las aguas del alcantarillado hacia una planta de tratamiento de agua residual PTAR.

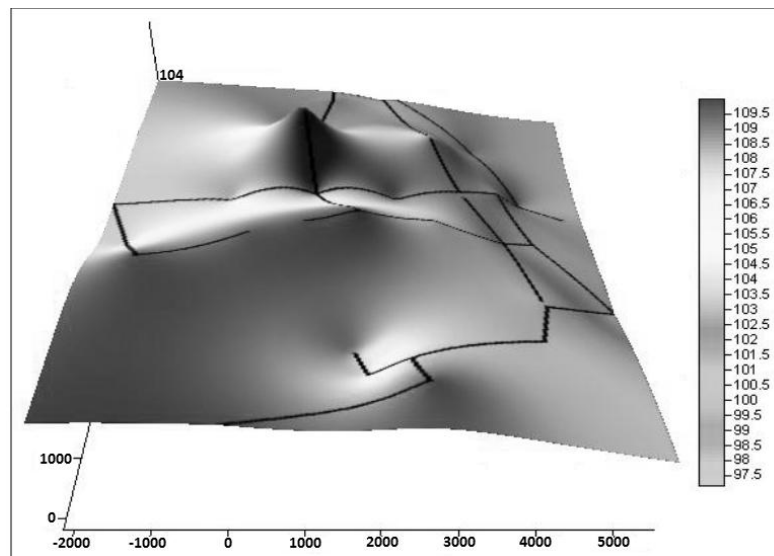


Figura 3.- Topografía de la Red La Pedrera.

Como se puede observar en la Figura 3, esta red presenta unas características geométricas muy diferentes a las observadas en los otros casos de estudio. Adicionalmente, se pueden ver cambios topográficos drásticos a lo largo de la red, e incluso algunos puntos en donde las tuberías se encuentran en contrapendiente.

RESULTADOS

Relación entre costos constructivos y confiabilidad de la red

Haciendo uso del programa de diseño automatizado descrito anteriormente se produjeron 200 configuraciones de cada una de las tres redes utilizadas en esta investigación. Con los datos generados durante este proceso, se realizaron unas gráficas a partir de las cuales se buscaba determinar si existía alguna relación entre los costos totales constructivos y los parámetros propuestos como medidas de la confiabilidad de la red. En la Figura 4 y la Figura 5 se presentan las gráficas obtenidas a partir de los datos correspondientes de la Red Prado. Los costos que se observan fueron calculados con base en la Ecuación 8, es decir, sin tener en cuenta los costos de excavación. Como se puede observar, aunque se da una tendencia a que a menores diámetros se obtiene un menor tiempo de residencia y una mayor potencia unitaria, también se puede ver que inclusive para la mejor función que puede ser utilizada para representar estos comportamientos (una de tipo potencial y la otra un polinomio de segundo orden), el máximo coeficiente de determinación (R^2) obtenido es de 0.59. Por tal razón, se concluye que la relación entre costos y los índices de confiabilidad planteados no es lo suficientemente significativa.

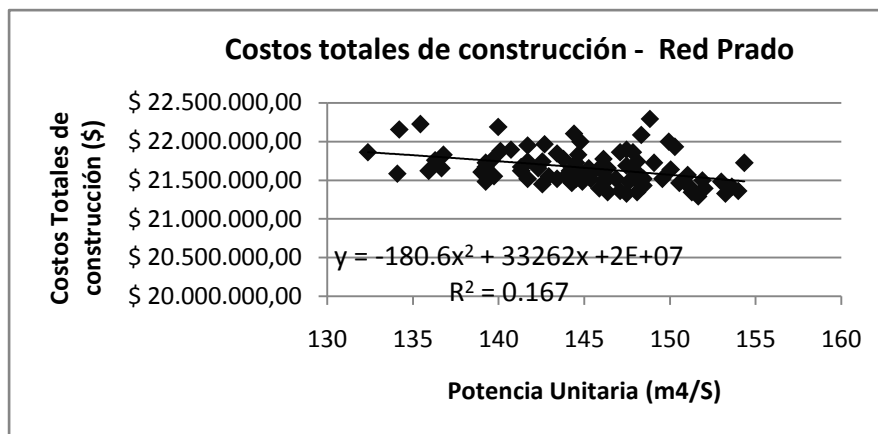


Figura 4.- Relación entre costos constructivos y potencia unitaria para la Red Prado.

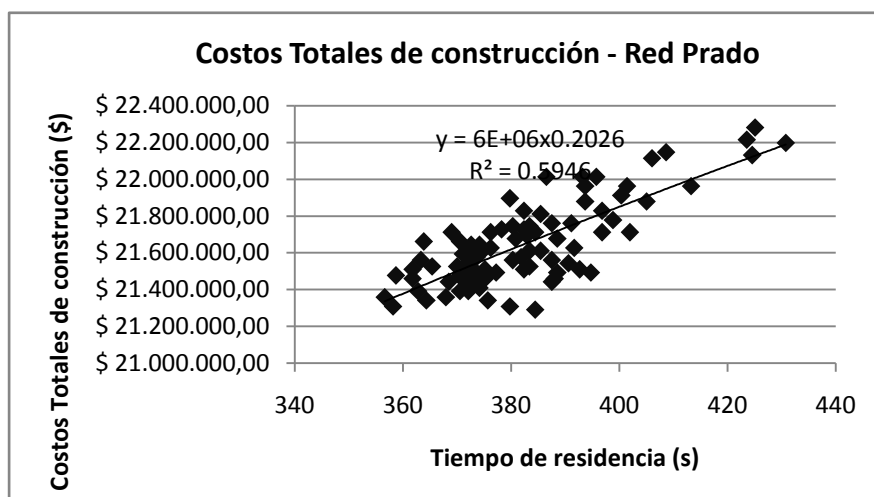


Figura 5.- Relación entre costos constructivos y tiempo de residencia para la Red Prado.

Por otra parte, en las siguientes figuras se muestran las gráficas generadas con base en los costos que incluyen excavación. Como se puede observar, el valor del R^2 se reduce sustancialmente, por lo que en este caso se concluye que no existe relación entre costos y los índices de confiabilidad planteados. Sin embargo, también es importante mencionar que se ve una leve tendencia a que los menores costos coincidan con los mayores tiempos de residencia y las menores potencias unitarias. Este comportamiento puede deberse a que, al incluir los costos de excavación, se estaría teniendo en

cuenta el hecho de que los menores diámetros se dan cuando las tuberías tienen altas pendientes (que es cuando se presentan los mayores volúmenes de excavación).

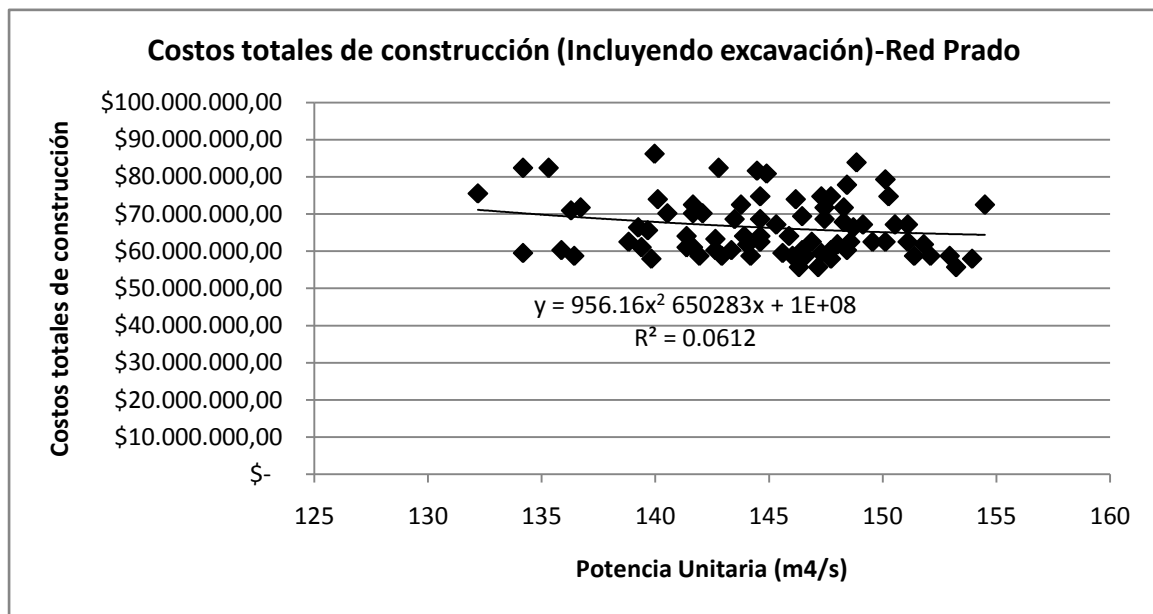


Figura 6.- Relación entre costos constructivos (incluyendo excavación) y potencia unitaria para la Red Prado.

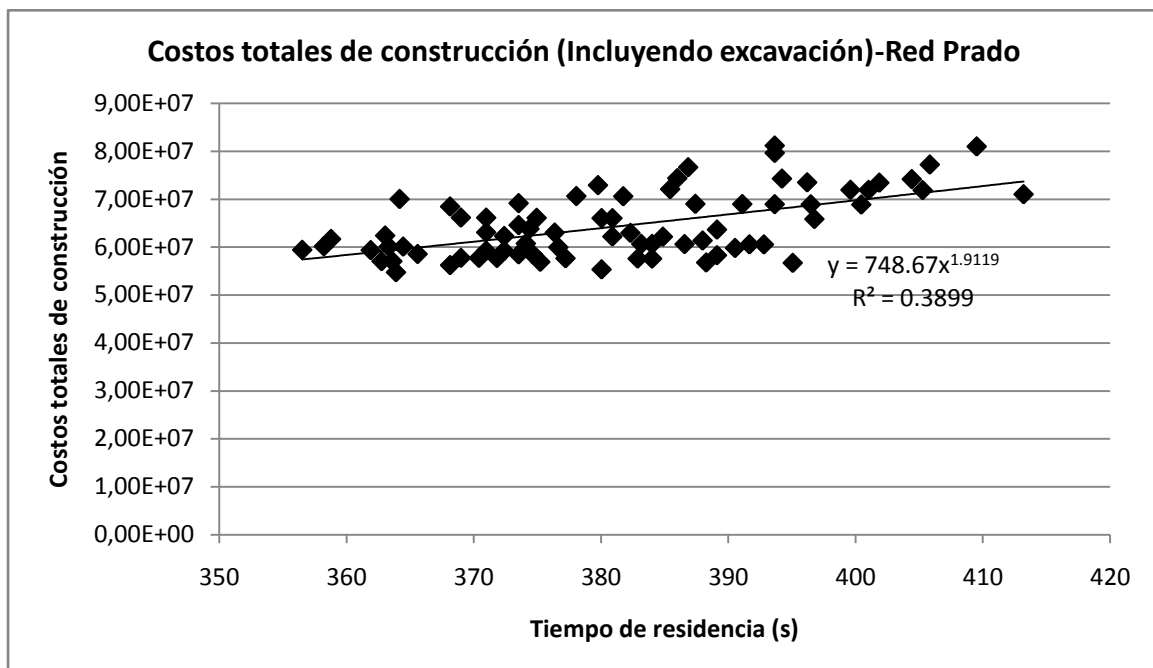


Figura 7.- Relación entre costos constructivos (incluyendo excavación) y tiempo de residencia para la Red Prado.

Relevancia de los parámetros de confiabilidad planteados

Como se mencionó anteriormente, a fin de evaluar la relación entre los costos totales y los parámetros de confiabilidad planteados, se generaron 200 diseños de cada una de las redes que fueron utilizadas dentro de este proyecto de investigación. Posteriormente, para poder analizar la relevancia de los parámetros de confiabilidad planteados, de cada red se seleccionaron 10 diseños que fueran representativos de todo el rango de costos totales, es decir, se tomaron los diseños de menor y mayor costo y los 8 restantes fueron elegidos de forma aleatoria entre los diseños que

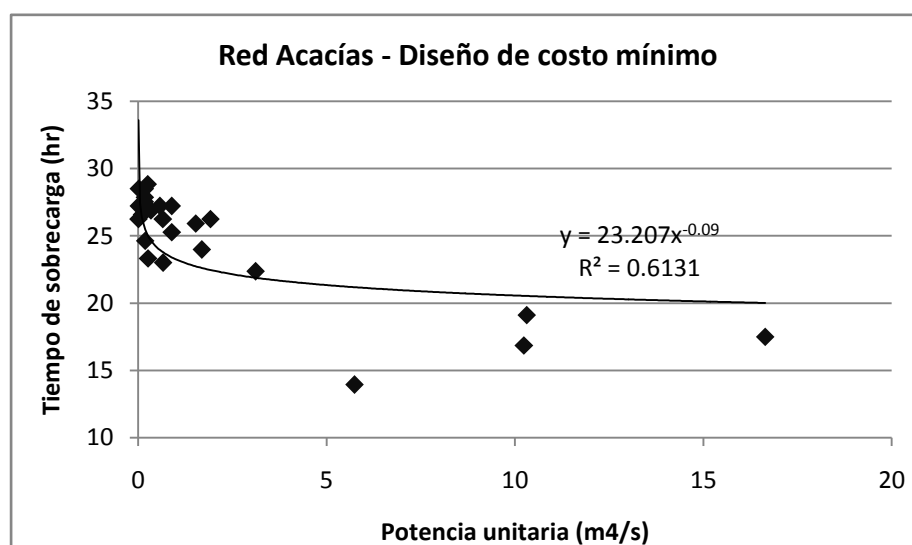
pertenecían a cada uno de los grupos generados al dividir el rango de costos sobre el número de diseños por seleccionar. Una vez este proceso fue realizado, al programa desarrollado para determinar la relevancia de los parámetros de confiabilidad se le introdujeron los datos de diámetro y rugosidad de las tuberías y de cota batea y máxima profundidad de los nodos de cada uno de los diseños seleccionados. En cada escenario generado por el programa se disminuía en un 20% uno de los diámetros de la red, para después correr dicho escenario bajo la suposición de flujo no permanente. Este valor fue utilizado porque, de acuerdo con Butler & Davies (2004), es el mayor porcentaje de acumulación de depósitos que se puede observar en una tubería, ya que el mismo esfuerzo cortante se encarga de erosionar los sedimentos cuando se tiene un porcentaje de ocupación superior.

Para este proyecto de investigación, debido a que lo que se quería era tratar de relacionar los parámetros de confiabilidad con el riesgo de que en una red se presenten problemas de sobrecarga o inundación, se utilizaron principalmente los reportes acumulados, ya que un análisis de cada elemento de la red por independiente estaría influenciado por el hecho de que las condiciones que se dan en ciertas tuberías pueden tener un efecto sobre el comportamiento hidráulico de algunas de las que se encuentran aguas arriba (sin que esto quiera decir que éstas últimas son las culpables del mal funcionamiento de la red). Teniendo en cuenta lo anterior, se realizaron los siguientes análisis:

Comportamiento observado en cada red

Mediante este análisis se buscaba correlacionar el tiempo de residencia o la potencia unitaria de cada tubería de la red con los parámetros de operación que se obtenían al correr el programa. Se pudo observar que no existe una correlación importante entre el tiempo de residencia y el tiempo que duran sobrecargados los nodos de la red, comportamiento que también se encontró al analizar los demás parámetros de operación calculados por el programa.

Por otra parte, como se puede observar en la Figura 8 y la Figura 9, en el caso de la potencia unitaria, hay una tendencia más clara de que las tuberías que presentan un menor valor de este parámetro son las que generan mayores problemas de operación del sistema, es decir, un mayor número de horas en las que los nodos de la red se encuentran sobrecargados. Con todos los parámetros analizados se encontró que la mejor función que puede ser utilizada para describir dicho comportamiento corresponde a una de tipo potencial, y que además, éstas presentan un R^2 que varía entre 0.6 y 0.87.



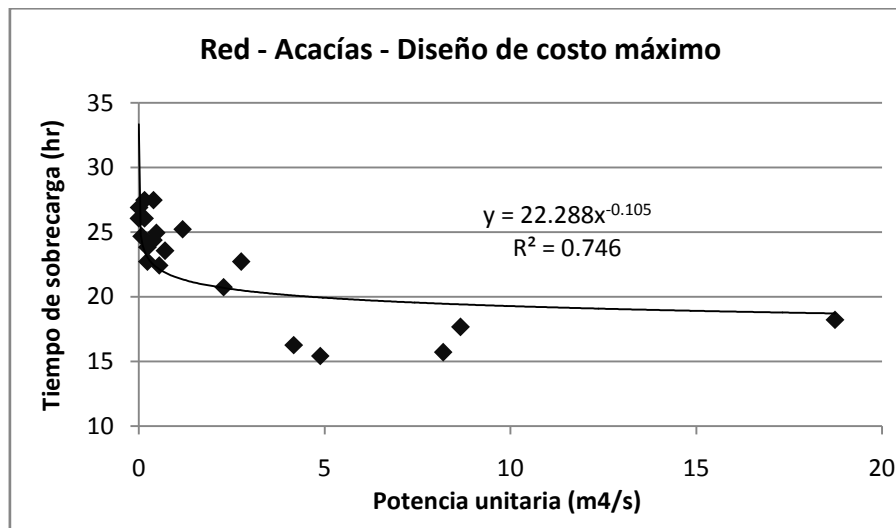


Figura 9.- Relación entre tiempo de sobrecarga y potencia unitaria para el diseño de mayor costo de la Red Acacias.

Aunque estos valores son superiores a los obtenidos con el tiempo de residencia, como la mayoría de casos tienden a presentar un coeficiente más cercano al límite inferior (es decir a 0.6), se considera que si bien se demuestra que posiblemente existe una relación en el caso de la potencia unitaria, ésta no es lo suficientemente concluyente. Además, es importante tener en cuenta que los resultados obtenidos en este análisis están influenciados por el hecho de que en cualquier red de drenaje urbano existen algunas tuberías que tiene un papel de gran importancia dentro del comportamiento hidráulico de todo el sistema (por ejemplo, si se presenta una sobrecarga en las tuberías que se encuentran más cercanas al punto de descarga, dicho fenómeno puede empezar a presentarse en varias tuberías que se encuentran aguas arriba), por esto es necesario revisar en conjunto los resultados de otros análisis para poder concluir si existe una relación entre la potencia y la confiabilidad del sistema.

Comportamiento observado en cada tubería

Gracias al análisis realizado anteriormente se encontró que podía existir una relación entre los problemas de operación de una red y la potencia unitaria de cada una de sus tuberías. Por consiguiente, se realizó un análisis por cada tubería de la red, mediante el cual se comparaban los tiempos de residencia y potencias unitarias que éstas tenían en cada uno de los diseños probados con los efectos que se generaban cuando su diámetro era disminuido.

Se analizaron los datos obtenidos al correr el programa con los diseños correspondientes a la red La Pedrera; se observó que no es posible concluir en el caso del tiempo de residencia, en el cual exista una relación con los parámetros relacionados con los problemas de operación de la red. Por otra parte, se presentó una clara tendencia a que a medida que se disminuye la potencia unitaria de una tubería se aumentan los riesgos de que en el sistema se presenten sobrecargas e inundaciones. En la Tabla 1 se encuentra un resumen del número de tuberías de cada una de las redes probadas en las que se obtuvo un R^2 igual o superior a 0.75.

Tabla 1.- Número de tuberías en las que se observa una relación entre la potencia unitaria y los problemas de operación de las redes probadas.

Red	Número de tuberías con R^2 mayor a 0,75	Número de tuberías con R^2 menor a 0,75	Datos insuficientes
Teórica	22	8	1
Prado	25	8	7
Pedrera	20	9	6

Como se puede observar, el número de tuberías en las que se presenta una relación significativa con la potencia unitaria (así como los resultados obtenidos en los otros análisis) permite concluir que ésta puede servir como un parámetro adecuado para medir a priori la eficiencia de una red durante su etapa de operación.

Comportamiento observado en todas las redes

El objetivo de este análisis era unir todos los resultados que habían sido obtenidos al correr el programa, a fin de determinar si el comportamiento descrito anteriormente es independiente de las características de cada diseño probado. Se observó que el tiempo total de residencia no tiene ningún tipo de relación con los problemas de sobrecarga e inundaciones que se generan en una red. En cambio, se puede concluir que a medida que se aumenta la potencia unitaria total de cualquier red, es posible generar una disminución de los riesgos de que el sistema se sobrecargue o genere inundaciones (todos los R^2 obtenidos tras realizar el análisis estadístico son superiores a 0.90).

Resultados obtenidos a partir del algoritmo de optimización

Teniendo en cuenta los resultados que fueron presentados anteriormente, la función de adaptabilidad del AG fue modificada para incluir la maximización de la potencia unitaria como un objetivo adicional. Los modelos de las redes con los valores de los diámetros y las pendientes de los mejores diseños obtenidos para cada una de las redes estudiadas fueron introducidos en EPASWMM. Al realizar el análisis bajo la condición de flujo uniforme y de flujo no permanente, se encontró todas las configuraciones cumplen con todas las restricciones de diseño, incluyendo la verificación de que no se presentan tuberías ni nodos sobrecargados durante el período de modelación.

Por otra parte, es importante mencionar que en la red Acacias no se observó una tendencia específica con respecto a las pendientes y diámetros de las tuberías (ver Figura 10 y Figura 11), lo cual puede deberse a que la inclusión del componente de la excavación dentro de los costos de construcción hace que se limite la tendencia a tener altas pendientes y diámetros pequeños para alcanzar una máxima potencia unitaria. En la Red Prado, se observó que las mayores pendientes y menores diámetros se encuentran cercanos a los nodos iniciales de la red (ver Figura 12 y Figura 13); sin embargo, no es una tendencia generalizada precisamente porque la función de adaptabilidad tiene en cuenta los costos de excavación, lo que implica una limitación frente a la reducción de los diámetros. Adicionalmente, se puede ver que la hidráulica de la red está altamente condicionada por la topografía del terreno, ya que los cambios drásticos que se presentan en la mayor parte de la red generan condiciones de flujo supercríticas (es decir, bajas profundidades y altas velocidades). Finalmente, en la Red La Pedrera, al igual que en las otras dos redes, no se observa un patrón específico con respecto a las pendientes y diámetros (ver Figura 14 y Figura 15), a excepción de que las mayores pendientes se observan en puntos en donde se dan fuertes cambios topográficos.

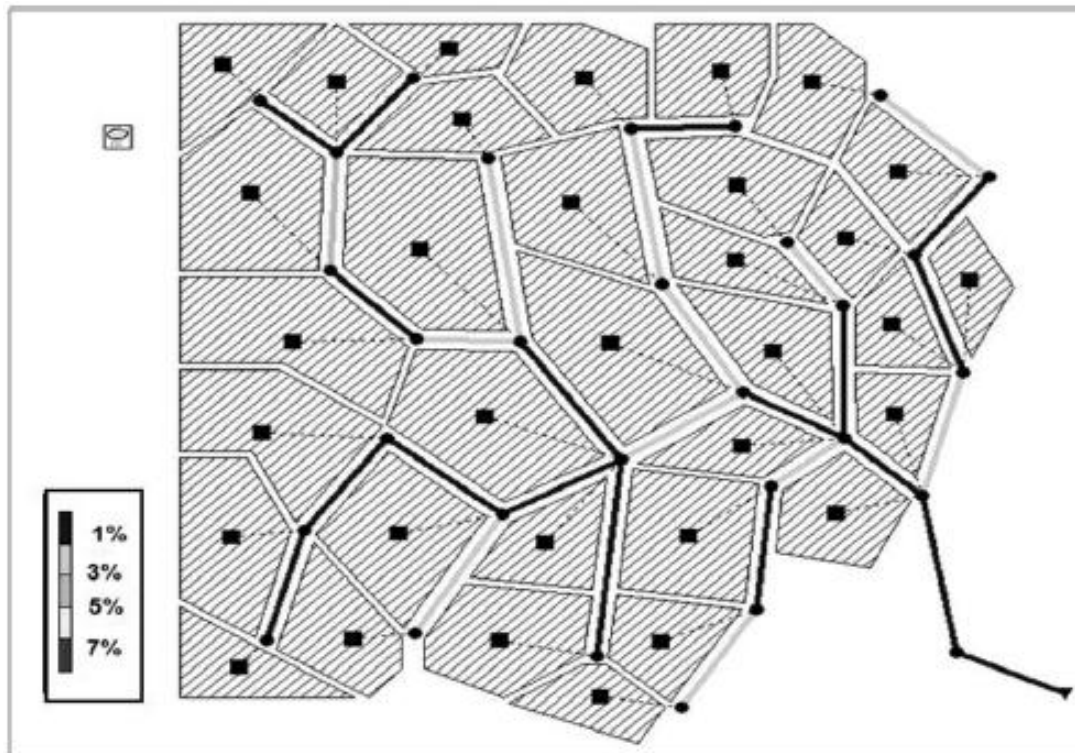


Figura 10.- Pendientes del mejor diseño obtenido para la Red Acacias.

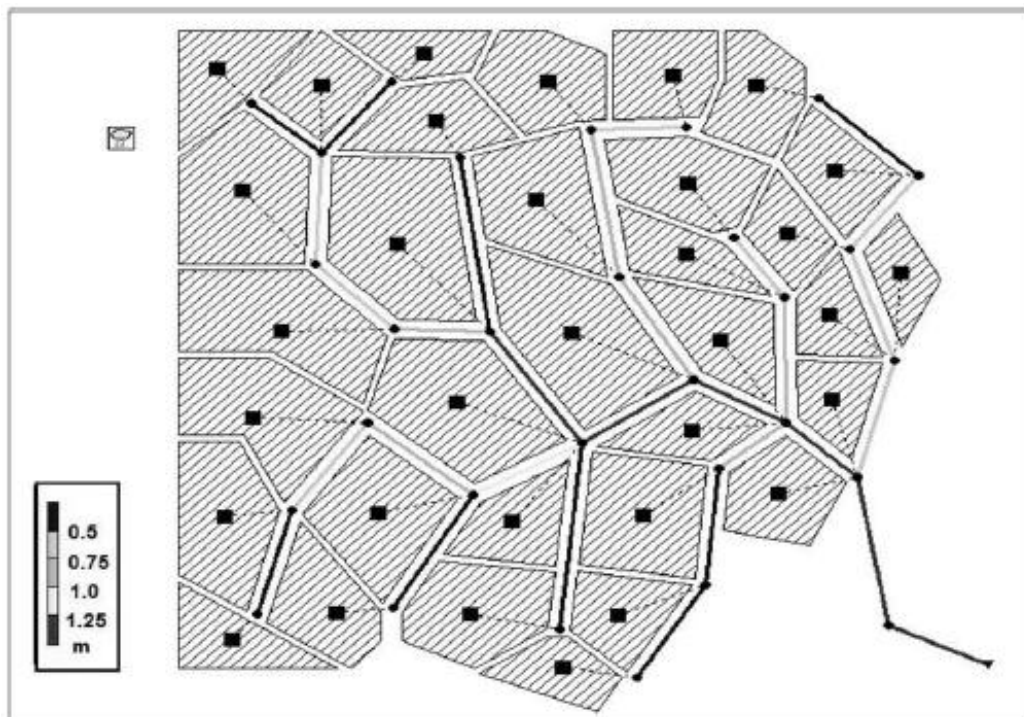


Figura 11.- Diámetros del mejor diseño obtenido para la Red Acacias.

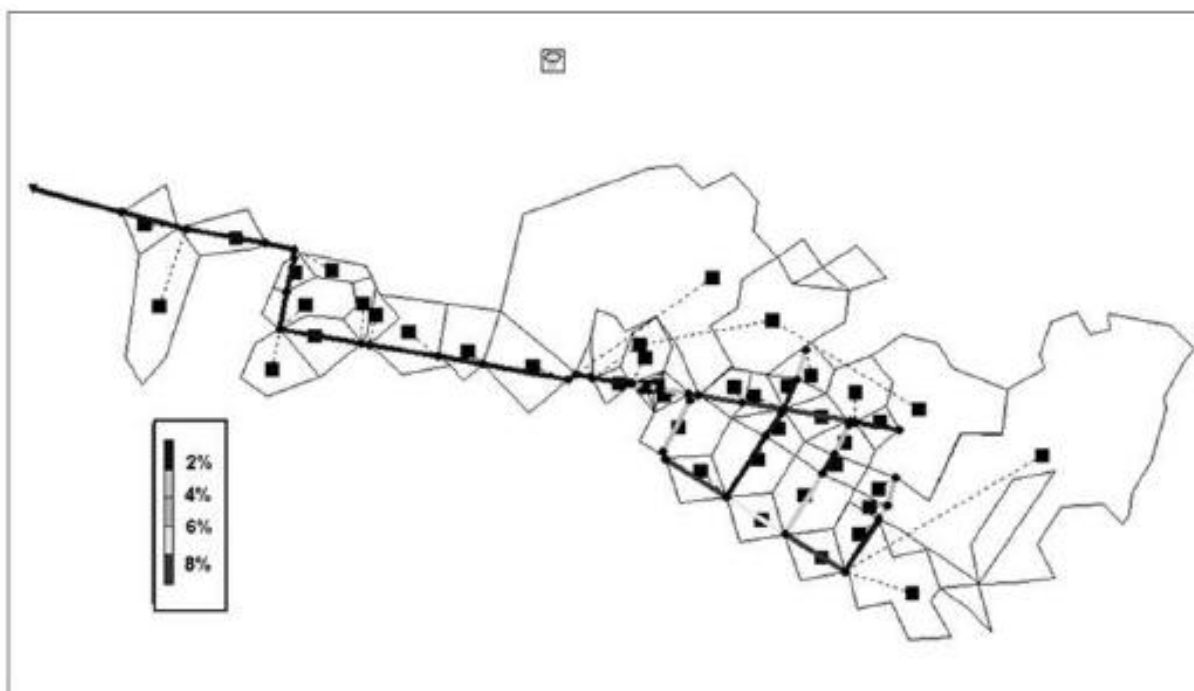


Figura 12.- Pendientes del mejor diseño obtenido para la Red Prado.

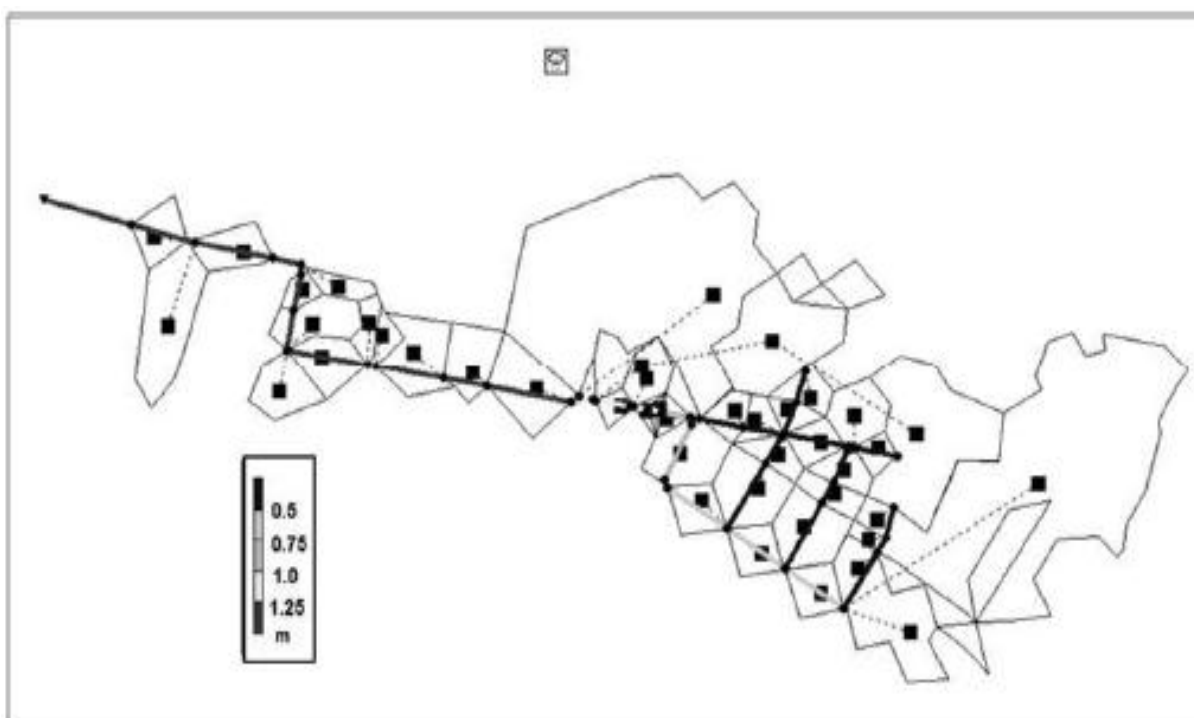


Figura 13.- Diámetros del mejor diseño obtenido para la Red Prado.

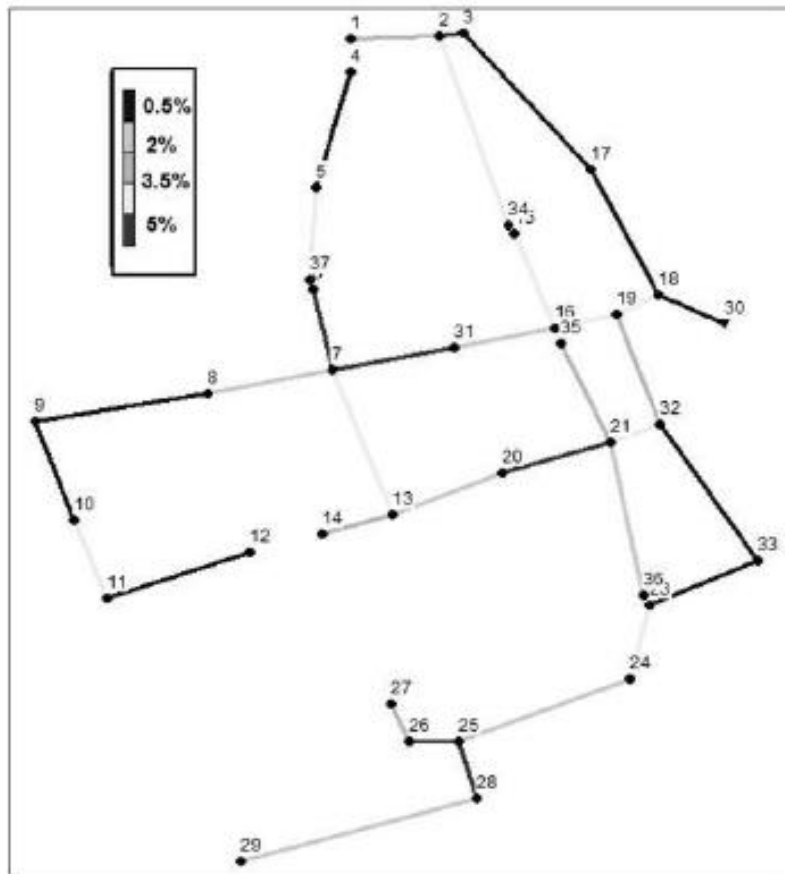


Figura 14.- Pendientes del mejor diseño obtenido para la Red La Pedrera.

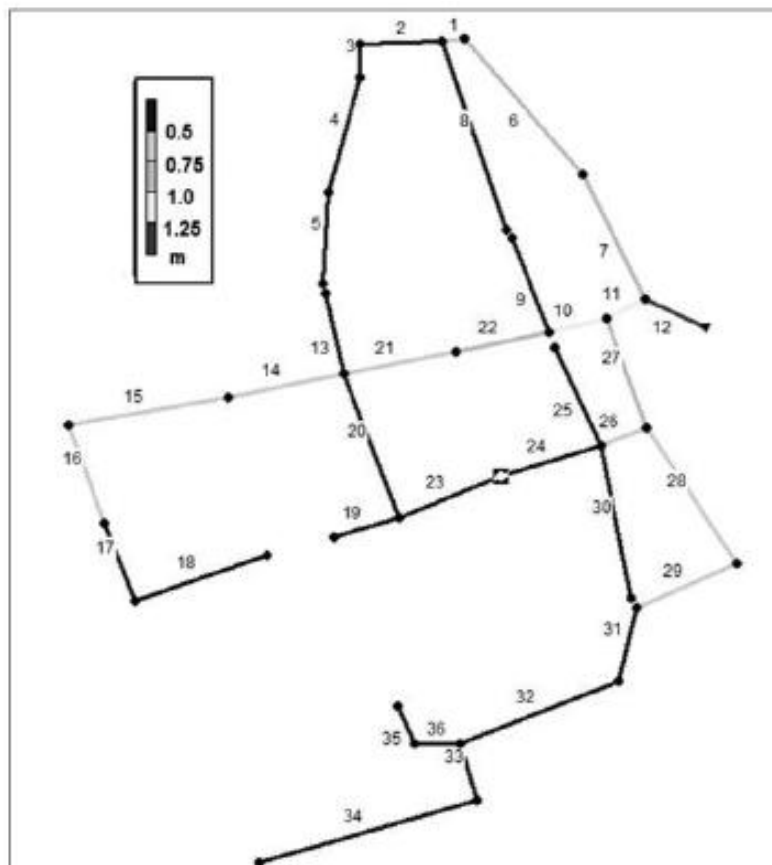


Figura 15.- Diámetros del mejor diseño obtenido para la Red La Pedrera.

CONCLUSIONES

El diseño de redes de drenaje urbano tradicionalmente se realiza bajo la suposición de flujo uniforme, lo que implica no sólo la subestimación de fuerzas y comportamientos que se dan en la realidad, sino que cada componente del sistema es diseñado de forma independiente, sin tener en cuenta la influencia de las tuberías que se encuentran aguas arriba o aguas abajo.

Quienes han estudiado el tema de optimización de redes de drenaje urbano tradicionalmente se han enfocado en investigar cuales son las técnicas de optimización más versátiles, sin tener en cuenta consideraciones de tipo técnico, como por ejemplo, la visión en conjunto de toda la red o la relevancia de distintas actividades de construcción dentro del cálculo de costos. Adicionalmente, la mayoría de estudios sólo buscan minimizar los costos de las tuberías y se basan en redes de tamaños muy pequeños.

Por estas limitaciones, se desarrolló una nueva metodología de diseño que se planteó con base en análisis realizados a partir de datos obtenidos por otros programas que fueron implementados a lo largo de este proyecto de investigación. Éstos permitieron concluir que: (a) independientemente de si se tienen en cuenta o no los costos de excavación, no existe una relación evidente entre los costos constructivos y el tiempo de residencia o la potencia total disipada por el sistema; (b) el tiempo de residencia del agua no es un parámetro adecuado para medir la confiabilidad de la red diseñada; (c) la potencia total que disipa la red (calculada como la suma de las potencias unitarias de las tuberías) es un parámetro que está relacionado con los riesgos de que se presenten sobrecargas e inundaciones a lo largo del sistema, por lo que incluso bajo la suposición de flujo uniforme es posible calcular un parámetro que permite medir la confiabilidad de la red; (d) dado que minimizar el costo total de la red durante el proceso de diseño no asegura que se obtenga la mayor potencia, no se puede concluir que una optimización que se base sólo en costos constructivos permite generar las mejores redes en términos de la operación del sistema. Al tener en cuenta estos resultados, al igual que por la complejidad que conlleva la definición de una función que mida los costos de operación y mantenimiento de una red, se concluyó que es necesario utilizar un algoritmo de optimización que permita buscar el cumplimiento de ambos objetivos (al igual que en el caso de las redes de distribución de agua potable).

El algoritmo de optimización desarrollado como parte de este proyecto de investigación permite obtener diseños que cumplen con los objetivos de minimización de costos constructivos y maximización de la potencia total disipada por el sistema. Adicionalmente, las redes que genera cumplen con todas las restricciones impuestas según las normas del Reglamento Técnico Normativo del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico (RAS; normatividad en Colombia), y en especial asegura que no se presenten sobrecargas en el sistema (es decir que realiza un análisis global del comportamiento hidráulico de la red). La metodología de diseño desarrollada en este proyecto de investigación permite generar redes que presentan menores riesgos de sobrecargas e inundaciones. De esta manera se generan beneficios para quien construye el sistema, al igual que para la sociedad en general (gracias a la disminución de los impactos ambientales y socioeconómicos que genera la inundación de una red de alcantarillado).

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Bennis, S., Bengassem, J., & Lamarre, P.** (2003). "Hydraulic performance index of a sewer network". *Journal of hydraulic engineering*, Vol. 129, No. 7, pp. 504-510.
- Butler, D., & Davies, J.** (2004). *System components and layout. En Urban Drainage*. Second Edition pp. 119-129. New York, NY: Spon Press.

- Butler, D., May, R., & Ackers, J.** (2003). "Self-Cleansing sewer design based on sediment transport principles". *Journal of Hydraulic Engineering*, pp. 276-282.
- Devi Prasad, T., & Tanyimboh, T.** (2008). "Entropy based design of Anytown water distribution network". *Proceedings of the 10th Annual Water Distribution Systems Analysis Conference WDSA 2008*, pp. 450 - 461. Kruger National Park, South Africa.
- Elimam, A., & Charalambous, C.** (1990). "Heuristic design of sewers". *Journal of Environmental Engineering*, pp. 1181-1199.
- Esen, I.** (1993). "Design of sewers based on minimum velocity". *Journal of Environmental Engineering*, p.p. 591-594.
- Fu, G., Butler, D., & Khu, S.-T.** (2008). "Multiple objective optimal control of integrated wastewater systems". *Environmental Modelling & Software*, Vol. 23, pp. 225-234.
- Guo, Y., Godfrey, W., & Savic, D.** (2008). "Optimal design of storm sewer networks: Past, present and future". *11th International Conference on Urban Drainage*, pp. 1-10. Edinburgh, Scotland.
- Herstein, L. H., Filion, R. H., & Hall, K. R.** (2008). "Water distribution system design and environmental impact: balancing local interest with broader regional concerns". *Proceedings of the 10th Annual Water Distribution Systems Analysis Conference WDSA 2008*, pp. 254-265. Kruger National Park, South Africa.
- Mays, L., & Tung, Y.-K.** (1992). *Single objective vs multipleobjective optimization. En Hydrosystems engineering and management* pp. 15-16. Boston, Massachusetts: Mac-GrawHill.
- Navarro, I.** (2009). "Diseño optimizado de redes de drenaje urbano". Bogotá, Colombia: *Proyecto de Grado de la Universidad de los Andes*.
- Ota, J., & Nalluri, C.** (2003). "Urban storm water design: approach in consideration of sediments". *Journal of Hydraulic Engineering*, pp.291-297.
- Raad, D. N., Sinske, A., & van Vuuren, J. H.** (2008). "Jumping genes for water distribution system optimization". *Proceedings of the 10th Annual Water Distribution Systems Analysis Conference WDSA 2008*, pp. 437-449. Kruger National Park, South Africa.
- Saldarriaga, J., Moreno, M., Romero, N., Cortés, O., & Ochoa, S.** (2008). *Rehabilitación priorizada de redes de distribución utilizando el concepto de potencia unitaria*. XIII Congreso Latinoamericano de Hidráulica. Cartagena de Indias. Colombia. Septiembre de 2008.
- Sánchez Silva, M.** (2005). *Optimización en ingeniería. En Introducción a la confiabilidad y evaluación de riesgos. Teoría y aplicaciones en ingeniería*, pp. 349 - 391. Bogotá, Colombia: Ediciones Uniandes.
- Swamee, P.** (2001). "Design of sewer line". *Journal of Environmental Engineering*, pp. 776-781.
- Todini, E.** (2000). "Looped water distribution network design using a resilience index based heuristic approach". *Urban Water*, pp. 115-122.
- Vega, C.** (2007). "Calibración de redes de distribución de agua potable con métodos de inteligencia artificial". Bogotá, Colombia: *Proyecto de Grado de la Universidad de los Andes*.
- Walters, G., & Pereira, D.** (1990). "Optimal design of parallel storm and foul sewer systems". *Water Resources Research*, pp. 191-198.
- Weng, H.-T., Liaw, S.-L., & Huang, W. C.** (2004). "Establishing an optimization model for sewer system layout with applied genetic algorithm". *Environmental informatics archive*, pp. 781-790.

APLICACIÓN DE UN PROCESADOR BAYESIANO PARA LA EVALUACIÓN DE LA INCERTIDUMBRE PREDICTIVA MEDIANTE COMBINACIÓN DE MODELOS HIDROLÓGICOS EN LA PREDICCIÓN DE CRECIDAS EN TIEMPO REAL

Juan Camilo Múnera¹, Gabriele Coccia², Félix Francés¹, Ezio Todini²

¹*Instituto de Ingeniería del Agua y el Medio Ambiente, Universidad Politécnica de Valencia, España*

²*Departamento de Ciencias de La Tierra y Geológico Ambiental, Universidad de Bologna, Bologna – Italia*

juamues1@doctor.upv.es, gabriele.coccia@gmail.com, ffrances@hma.upv.es, ezio.todini@unibo.it

RESUMEN:

En este trabajo se presentan los resultados derivados de la aplicación de un método Bayesiano para evaluar la incertidumbre predictiva (IP) asociada a la predicción de crecidas en tiempo real, denominado Model Conditional Processor (MCP). En situaciones de predicción de avenidas es importante evaluar la IP asociada a la variable a predecir, es decir, el caudal o nivel real en una sección de un Río, o el volumen de escurrimiento a ingresar a un embalse en un horizonte de tiempo futuro. El MCP se basa en una aproximación multi-Normal para estimar la IP, definida como la probabilidad de ocurrencia de un evento futuro real condicionada a todas las observaciones y conocimientos aprovechables hasta el presente -normalmente encapsuladas en las previsiones de uno o varios modelos- a través de un proceso de aprendizaje inferencial, que debe ser cuantificada en términos de una fdp. Una ventaja del MCP respecto a otros métodos es que permite combinar en forma efectiva las predicciones de varios modelos de naturaleza diversa. El MCP se ha aplicado a la cuenca Baron Fork, incluida en el proyecto de comparación entre modelos hidrológicos distribuidos (DMIP2), utilizando como modelos de previsión los modelos distribuidos TETIS y TOPKAPI, así como un modelo de redes neuronales artificiales (ANN). Finalmente, se ha explorado la utilización de fdps conjuntas multivariadas truncadas, buscando mejorar la adaptación del modelo estadístico al separar los datos en dos muestras correspondientes a los caudales bajos y altos. Los resultados obtenidos indican que esta metodología es una herramienta robusta y muy útil para estimar la IP.

ABSTRACT:

This work aims at presenting the results of a Bayesian methodology, the Model Conditional Processor (MCP), in order to assess predictive uncertainty (IP) in real time flood forecasting. In cases of flood forecasting, the assessment of the IP of a future value of a predictand, such as the discharge, the water level in a river section or water volume, is required for a chosen lag time. The MCP methodology is based on a multi-normal approach in order to evaluate the IP, which is defined as the probability of occurrence of a future value of a predictand conditional upon all prior observations and knowledge available until the present, generally embodied in one or more forecasting models. This is made through a inferential learning process and it has to be quantified in terms of a pdf. An advantage of the MCP approach compared to others methods, is that it allows combining in an effective way the predictions obtained from several models of different nature. The MCP has been applied to the Baron Fork basin, which was included in the Distributed Model Intercomparison Project (DMIP2), using as forecasting models the distributed ones TETIS and TOPKAPI as well as an Artificial Neural Network (ANN) model. Finally, the use of truncated multivariate joint distributions was tested in order to improve the adaptation to low and high flow data sets. The results show that the MCP is a robust and useful tool to estimate the IP.

PALABRAS CLAVE:

Incertidumbre predictiva, predicción en tiempo real, transformación NQT.

INTRODUCCIÓN

Las decisiones relacionadas con temas de manejo de emergencias por avenidas llevan aparejadas importantes consecuencias económicas y sociales. No obstante, estas decisiones deben ser tomadas en función del conocimiento que se tiene a priori sobre la evolución de alguna variable de tipo hidrológico, como puede ser el nivel de agua o caudal en alguna sección de control de un río, el volumen de escorrentía entrante hacia un embalse, etc., sin conocer con exactitud cuál será la evolución futura del fenómeno hidro-meteorológico responsable de la generación de un evento de este tipo (Todini, 2010).

La predicción de una avenida futura realizada normalmente con ayuda de modelos hidrológicos determinísticos conceptuales o de base física, modelos hidráulicos de propagación de avenidas, u otras técnicas como los modelos basados en los datos (redes neuronales artificiales, lógica difusa, etc.), e incluso modelos híbridos entre las tipologías anteriores, proporciona información útil sobre la posible evolución de un evento de esta naturaleza que se puede desarrollar en un horizonte de tiempo próximo. Los resultados de tales modelos no pueden ser tomados a la ligera como valores ciertos de tales sucesos -como es usual en la práctica hidrológica operacional-, ya que éstos se ven afectados por una serie de errores de diferente índole, como los debidos a las observaciones de la propia variable a predecir (el nivel, caudal o volumen), la incertidumbre asociada a la predicción meteorológica de la lluvia en el horizonte de predicción, y otras fuentes de error inherentes a los modelos utilizados, como por ejemplo, respecto a las condiciones de contorno y del estado inicial del sistema en modelos físicamente basados, así como las asociadas a la estructura de los modelos y sus parámetros. Estos últimos, a su vez están influenciados por los errores de observación de la propia variable de interés (Montanari y Brath, 2004).

Algunos de los errores mencionados pueden ser muy importantes, más aún cuando los modelos utilizados no son lo suficientemente robustos o adecuados al problema de predicción en cuestión. Debemos entonces reconocer que el conocimiento que se puede obtener sobre la evolución futura de una avenida es limitado y de naturaleza incierta, aún en casos ideales con gran disponibilidad de información y alto rigor técnico-científico.

En situaciones en las que se consigue hacer una predicción de una avenida en tiempo real con la ayuda de los modelos disponibles, resulta fundamental poder asignar a la predicción realizada una medida de la incertidumbre que indique con cual probabilidad será verificado un evento que pueda sobrepasar un cierto umbral de interés, por ejemplo el nivel de una margen o dique de protección (o el caudal asociado a interés mismo), condicionado al valor de la previsión obtenida con el modelo. La función de distribución que permite evaluar esta probabilidad se denomina incertidumbre predictiva (IP). Esta aproximación probabilística del problema deriva del hecho de que los modelos utilizados, independiente de su tipología y particularidades, pueden tener un mayor o menor grado de acierto sobre las principales características de un hidrograma de crecida, en función de las condiciones meteorológicas o físicas causantes del evento, de la información disponible, de la estación del año, de las condiciones antecedentes de humedad en la cuenca, etc.

Para entender completamente el significado de la IP, es necesario notar que lo que causará los daños derivados de una inundación es la ocurrencia futura real de un caudal o nivel de agua de determinada magnitud y no la predicción del modelo (Todini, 2009). En otras palabras, sólo ocurrirán daños cuando el flujo se desborde al sobrepasar el nivel de la margen o dique de protección, independiente de la calidad de la predicción generada con el modelo durante las horas previas. En la Figura 1 se ilustra la IP obtenida para dos modelos con diferente confiabilidad que tienen la misma probabilidad de exceder el nivel de la margen pero con diferente valor esperado asociado a la predicción realizada.

Conscientes de la importancia de abordar el tema con esta perspectiva, en las últimas décadas se ha incrementado el interés de la comunidad científica de hidrólogos y meteorólogos en la evaluación

de la incertidumbre asociada a las predicciones basadas en modelos (Coccia y Todini, 2010), aumentando el número de publicaciones en este tema de forma exponencial.

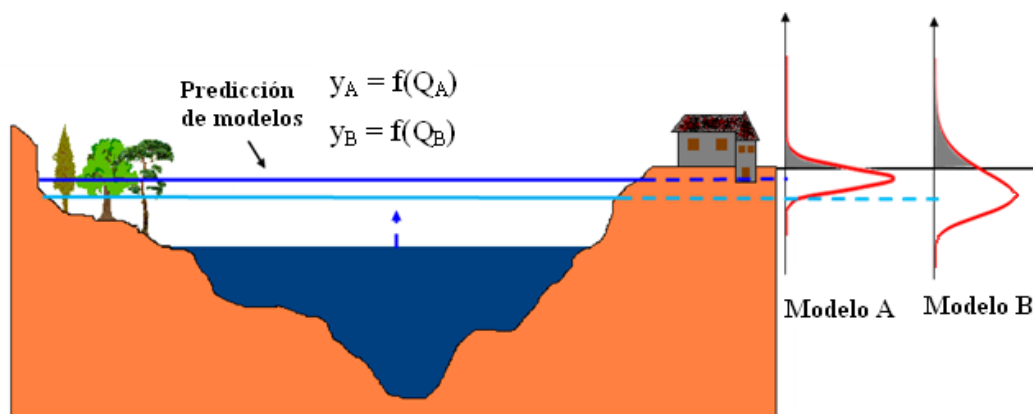


Figura 1.- Comparación entre el valor esperado previsto por modelos con diferente confiabilidad, para un caso hipotético en que la probabilidad de excedencia del nivel de la margen debido a ambas predicciones es la misma (adaptado de Todini y Coccia, 2010).

Montanari y Brath (2004) mencionan varias aproximaciones para estimar la incertidumbre asociada a los modelos lluvia-escorrentía, bien sea en estudios orientados a simulación histórica como a predicción y mencionan tres opciones: La primera consiste en estructurar el modelo lluvia-escorrentía como de tipo probabilístico, lo que permite estimar los intervalos de confianza de la estimación o predicción óptima; una segunda se basa en describir la incertidumbre mediante el análisis de las propiedades estadísticas de los errores del modelo respecto a los valores observados en la serie histórica, y la tercera se centra en propagar por separado las posibles fuentes de incertidumbre a través del modelo para generar momentos estadísticos o distribuciones de probabilidad para diversas salidas del modelo utilizando simulación y técnicas de muestreo tipo Monte Carlo.

Krzysztofowicz (1999) introduce un procesador de incertidumbre hidrológica denominado *Hydrologic Uncertainty Processor* (HUP) orientado a la evaluación de la IP en las predicciones hidrológicas, creando las bases para su estimación objetiva (Todini, 2008; Coccia y Todini, 2010). Más recientemente, se han hecho algunos intentos de combinar las predicciones realizadas con varios tipos de modelos mediante una técnica conocida como *Bayesian Model Averaging* (BMA) (Raftery et al, 2003; Raftery et al, 2005; Vrugt y Robinson, 2007). A partir de estas dos aproximaciones, Todini (2008) propone una metodología Bayesiana, denominada *Model Conditional Processor* (MCP), basada en una aproximación multi-Normal para estimar la IP.

Esta última metodología puede ser vista como una extensión de la aproximación Bayesiana HUP, así como una generalización del método BMA. Una ventaja del MCP respecto a otras aproximaciones, es que permite combinar en forma efectiva modelos de diferentes tipologías, que van desde los físicamente basados hasta los basados en los datos, beneficiándose de la robustez de los primeros y de la adaptabilidad de los últimos (Todini, 2008). La estimación de la IP presentada en este trabajo se basa en el método MCP que se describe a continuación.

LA INCERTIDUMBRE PREDICTIVA Y EL MCP

La IP se define como la probabilidad de ocurrencia de un evento futuro real pero desconocido en el tiempo presente, condicionada a todas las observaciones y conocimientos del fenómeno que son aprovechables hasta el momento actual y de la información que somos capaces de deducir a través

de un proceso de aprendizaje inferencial (Todini, 2008). Resulta imperativo estudiar y describir matemáticamente esta IP, que al tener un carácter probabilístico, se debe cuantificar en términos de una función de densidad de probabilidad (fdp). Esta fdp deberá encapsular toda la información histórica disponible abarcando la mayor cantidad posible de situaciones hidrológicas diferentes registradas en el pasado, de tal modo que permita anticipar una situación semejante que se pueda presentar en el horizonte de predicción. Una vez estimada la fdp asociada a la predicción, ésta servirá a los encargados de la gestión de emergencias en sus procesos de toma de decisiones, con el objetivo de mejorar la confiabilidad de las mismas.

La metodología propuesta del MCP posibilita evaluar la IP total combinando tanto las incertidumbres de tipo meteorológico (previsión de la lluvia futura) como hidrológicas (modelos de transformación lluvia - escorrentía), mediante la derivación, para varios horizontes temporales de predicción, de la función de densidad de probabilidad conjunta multivariada entre la variable observada y las previsiones de uno o varios modelos. La combinación de modelos de diferente naturaleza busca sacar ventaja de sus características particulares y de sus diferentes capacidades para reducir la incertidumbre predictiva. En esta aproximación primero se hace una transformación no paramétrica de las observaciones y las previsiones de los modelos a un espacio multi-Normal mediante la operación *Normal Quantil Transform* (NQT), descrita en detalle por Kelly y Krzysztofowicz (1997), con la intención de generar nuevas variables en el campo transformado, cada una de ellas con distribución marginal Normal Estándar.

LA TRANSFORMACIÓN NQT

Si llamamos y a la variable observada en el campo original, e $\hat{y}_1, \hat{y}_2, \dots, \hat{y}_N$ a las variables referidas a los N modelos de previsión, todas éstas serán convertidas a las correspondientes variables transformadas η y $\hat{\eta}_1, \dots, \hat{\eta}_N$, respectivamente, cada una de ellas con distribución marginal $N(0,1)$. La probabilidad asignada a cada valor de la serie histórica de alguna de estas variables debe ser la misma en el campo Gaussiano y en el campo original, siendo esta probabilidad el vínculo entre la variable original y su análogo en el campo transformado, según la expresión:

$$P(y < y_i) = P(\eta < \eta_i) = \frac{i}{m+1}, \quad i = 1, 2, \dots, m \quad [0]$$

En la ecuación anterior, P es la probabilidad de no excedencia estimada con la distribución empírica Weibull plotting position, m es el número de datos de la serie histórica considerada e i es la posición de la serie ordenada de menor a mayor. Esta expresión es igualmente válida para la conversión al campo Normal de las series correspondientes a los modelos de previsión. Una vez transformados las variables al campo multi-Normal, se hipotiza que la distribución conjunta entre la variable observada transformada y las N variables que corresponden a las previsiones de los diferentes modelos es una distribución Normal Multivariada.

Según el Teorema de Bayes, a partir de esta distribución conjunta Normal Multivariada en el campo transformado es posible calcular la fdp de la variable observada condicionada a las previsiones de los diferentes modelos, es decir, la IP en el campo gaussiano, la cual se obtiene según la expresión:

$$f\left(\frac{\eta}{\hat{\eta}_1}, \dots, \hat{\eta}_N\right) = f(\eta, \hat{\eta}_1, \dots, \hat{\eta}_N) / f(\hat{\eta}_1, \dots, \hat{\eta}_N) \quad [1]$$

Se puede demostrar que esta fdp condicionada resulta ser Normal, la cual tiene como valor medio y varianza, respectivamente:

$$\mu_{\eta/\hat{\eta}} = \sum_{\eta\hat{\eta}} \sum_{\hat{\eta}\hat{\eta}}^{-1} \hat{\eta} \quad [2]$$

$$\sigma^2_{\eta/\hat{\eta}} = 1 - \sum_{\eta\hat{\eta}} \sum_{\hat{\eta}\hat{\eta}}^{-1} \sum_{\eta\hat{\eta}}^T \quad [3]$$

Donde: $\sum_{\eta\hat{\eta}}$ es un vector fila de dimensión (1, N) que contiene las covarianzas entre la variable observada y cada uno de los modelos de previsión, $\sum_{\hat{\eta}\hat{\eta}}$ es la matriz de covarianzas (N, N) entre los diferentes modelos, y finalmente, $\hat{\eta}$ es un vector columna con las previsiones de todos los modelos (N, 1). Un desarrollo más detallado de estas ecuaciones se puede consultar en Coccia y Todini (2010).

Para un instante específico de tiempo en el que se tienen las previsiones de N modelos, $\hat{y}_1 = \hat{y}_1^*, \dots, \hat{y}_N = \hat{y}_N^*$, transformadas al campo Normal, $\hat{\eta}_1 = \hat{\eta}_1^*, \dots, \hat{\eta}_N = \hat{\eta}_N^*$, se calcula el valor esperado de la predicción para la combinación de las previsiones de los modelos a partir de la función de densidad condicionada (ecn. [1]) con momentos dados por las ecnes [2] y [3]. El valor esperado de esta fdp en el campo gaussiano es:

$$\eta^* = E \left[f \left(\frac{\eta}{\hat{\eta}_1} = \hat{\eta}_1^*, \dots, \hat{\eta}_N = \hat{\eta}_N^* \right) \right] \quad [4]$$

$$\eta^* = \sum_{\eta\hat{\eta}} \sum_{\hat{\eta}\hat{\eta}}^{-1} \begin{bmatrix} \hat{\eta}_1^* \\ \vdots \\ \hat{\eta}_N^* \end{bmatrix} \quad [5]$$

Los intervalos de confianza de la predicción basada en la combinación de modelos para el nivel de significancia requerido, por ejemplo, para un 90%, se calculan como:

$$\eta_{5-95}^* = E \left[f \left(\frac{\eta}{\hat{\eta}_1} = \hat{\eta}_1^*, \dots, \hat{\eta}_N = \hat{\eta}_N^* \right) \right] \pm 1.645 \sigma_{\eta/\hat{\eta}} \quad [6]$$

Dada la no linealidad en el proceso de transformación NQT, para obtener la IP completa en el campo original, $f \left(\frac{y}{\hat{y}_1}, \dots, \hat{y}_N \right)$, es necesario discretizar los valores de la IP en el campo Normal, $f \left(\frac{\eta}{\hat{\eta}_1}, \dots, \hat{\eta}_N \right)$, y posteriormente convertir los cuantiles muestrales al campo original mediante el proceso de transformación inversa NQT^{-1} . Del mismo modo, es posible convertir los cuantiles calculados en el campo Normal con la ecuación [6] a los valores correspondientes a la variable y en el campo original. Una vez realizada la conversión de toda la IP al campo original, es posible calcular el valor esperado de la predicción basada en la combinación de las previsiones de los diferentes modelos utilizados: $E \left(\frac{y}{\hat{y}_1}, \dots, \hat{y}_N \right)$. Debido a la no linealidad del proceso, esta operación no es equivalente a convertir el valor esperado obtenido en el campo Normal con la ecuación [5].

En el caso más simple de un único modelo de previsión, la distribución conjunta en el campo transformado será una Normal Bivariada con momentos:

$$\mu_{\eta,\hat{\eta}} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad [7]$$

$$\sum_{\eta,\hat{\eta}} = \begin{bmatrix} 1 & \sum_{\eta\hat{\eta}} \\ \sum_{\eta\hat{\eta}} & 1 \end{bmatrix} \quad [8]$$

Debido a la transformación realizada al campo Gaussiano, las nuevas variables tienen distribución Normal Estándar, $N(0,1)$, y por tanto, la covarianza entre η y $\hat{\eta}$ es equivalente al coeficiente de correlación entre las variables ($\rho_{\eta,\hat{\eta}}$), es decir, la ecuación 8 se puede escribir como:

$$\sum_{\eta,\hat{\eta}} = \begin{bmatrix} 1 & \rho_{\eta\hat{\eta}} \\ \rho_{\eta\hat{\eta}} & 1 \end{bmatrix} \quad [9]$$

Reemplazando la ecuación 9 en las ecuaciones 2 y 3 se obtienen los momentos de la IP en el campo Normal para un único modelo de previsión:

$$\mu_{\eta/\hat{\eta}} = \rho_{\eta\hat{\eta}} \cdot \hat{\eta} \quad [10]$$

$$\sigma^2_{\eta/\hat{\eta}} = 1 - \rho_{\eta\hat{\eta}}^2 \quad [11]$$

El proceso descrito anteriormente no tiene en cuenta el hecho de que muchos modelos presentan un comportamiento diferente para reproducir por un lado los caudales bajos y medios propios de situaciones normales, y por otro lado, los caudales mayores que se presentan durante las crecidas. Adicionalmente, los primeros normalmente tienen una frecuencia mucho mayor que los segundos, razón por la cual acaban teniendo un peso mucho mayor en el cálculo del coeficiente de correlación, al considerar el conjunto completo de datos registrados en la serie histórica.

Por este motivo, en este trabajo también se ha explorado la posibilidad de utilizar funciones de densidad de probabilidad conjuntas multivariadas truncadas, buscando mejorar la adaptación al separar los datos en dos muestras correspondientes a los caudales bajos y altos, respectivamente (Figura 4). Con la separación en muestras se pretende describir la IP de un modo más realista en ambos conjuntos de datos, y estimar el valor esperado de la predicción teniendo en consideración la variabilidad hidrológica en dos situaciones claramente diferenciadas. La distribución conjunta Normal truncada se describe en detalle en Coccia y Todini (2010).

CASO DE ESTUDIO

Para la aplicación de la metodología propuesta se ha seleccionado la cuenca Baron Fork, afluente del Río Illinois, localizada en el estado de Oklahoma (Figura 2). La estación de aforo se encuentra en la ciudad de Eldon, con un área de drenaje de 795 km². Esta cuenca está incluida en la segunda fase del proyecto de intercomparación de modelos hidrológicos distribuidos (DMIP2) (Smith et al, 2004) del National Weather Service (NOAA/NWS), el cual surgió del interés de este organismo en evaluar la conveniencia de incorporar modelos hidrológicos distribuidos para la predicción de avenidas en la gestión de emergencias por inundación en EE. UU.

Para los objetivos del proyecto DMIP2, el NWS ha puesto a disposición una base cartográfica de características físicas y ambientales de la cuenca y las series históricas de las principales variables hidro-meteorológicas, como son los caudales en la estación de aforos de Eldon y los campos de precipitación en la región de estudio estimados a partir de Radar, ambos con resolución temporal horaria. La ETP y la Temperatura para el mismo período de tiempo (01/10/1995-30/09/2002) se han obtenido del Reanalysis (NCEP/NCAR) con resolución temporal de 3 horas. Toda esta información disponible ha permitido calibrar y validar dos modelos hidrológicos distribuidos físicamente basados, y también entrenar un modelo de redes neuronales artificiales.

La cuenca de estudio se caracteriza por tener un clima semiárido con presencia de tormentas convectivas significativas y muy poca precipitación en forma de nieve (Carpenter y Goorgakakos, 2004). Una descripción más completa de la cuenca de estudio, así como de la formulación y objetivos científicos del proyecto DMIP2 se puede encontrar en Smith et al (2004).

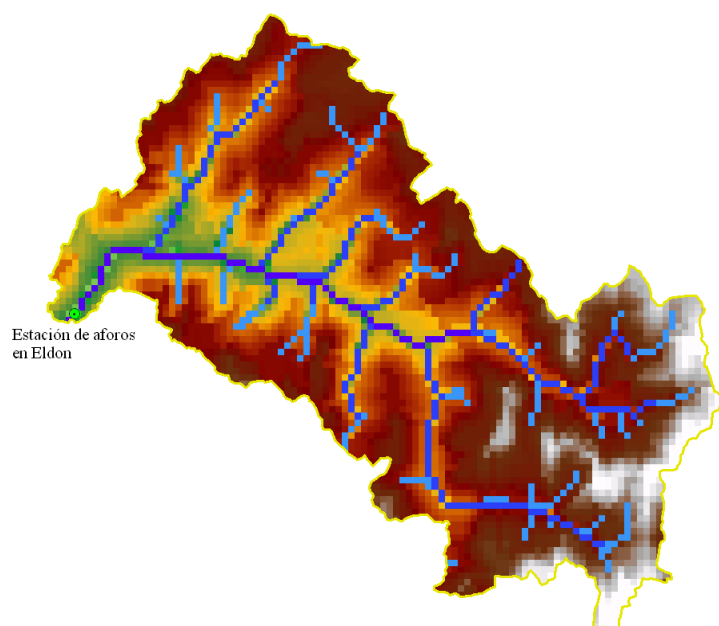


Figura 2.-. DEM y red de drenaje de la cuenca de estudio Baron Fork en Eldon.

LOS MODELOS DE PREVISIÓN

A continuación se presenta una descripción de los tres modelos hidrológicos de previsión utilizados en el estudio para la evaluación de la incertidumbre predictiva.

El modelo TETIS (Vélez, 2001; Vélez y Francés, 2002; Francés et al, 2007) es un modelo lluvia – escorrentía de tipo conceptual con base física y distribuido en el espacio, que permite simular los procesos hidrológicos más relevantes en la cuenca, incluyendo la variabilidad espacial de las componentes del balance, y se puede utilizar para un amplio espectro de escalas temporales. Adicionalmente, tiene una novedosa estructura de parámetros que hace una distinción entre la variabilidad espacial de las características físicas a escala de cuenca, representadas mediante mapas de parámetros estimados a priori a partir de la información medioambiental disponible, y por otro lado, los parámetros efectivos que se deben emplear en el modelo a escala de celda, considerando los posibles errores en la información de entrada, las características particulares de la cuenca y los efectos de escala espacial y temporal. La relación entre los mapas de parámetros estimados a priori y los mapas efectivos se considera como una función de corrección, que en su forma más simple, constituye un factor corrector (FC) que modifica globalmente los primeros. Esta estructura diferenciada reduce drásticamente el número de parámetros a calibrar al conjunto de FCs posibilitando su calibración automática (Vélez, 2001; Francés et al, 2007).

El modelo TOPKAPI (Todini y Ciarapica, 2001; Ciarapica y Todini, 2002; Liu y Todini, 2002) también es un modelo lluvia – escorrentía físicamente basado y distribuido en el espacio que se basa en la agregación de diferentes aproximaciones de onda cinemática en el suelo, en la superficie del terreno y en la red de drenaje, que conducen a simular los procesos de producción de escorrentía y traslación de la misma mediante tres ecuaciones diferenciales de embalses no lineales. La percolación hacia la capa de suelo profundo se simula mediante la introducción de una segunda capa de suelo con características diferentes a las del estrato más superficial que involucra movimiento de agua en dirección vertical hacia el acuífero (Liu et al, 2005).

El tercer modelo utilizado es un modelo modular de Redes Neuronales Artificiales (ANN) propuesto por Pujol (2009), que combina una red auto-organizativa de Kohonen (SOM) que sirve para hacer una clasificación automática en grupos de datos, separándolos y remitiéndolos hacia alguno entre tres modelos ANN del tipo Multi Layer Perceptron (MLP), cada uno de los cuales

corresponde a condiciones hidrológicas diferenciadas para hacer la previsión. El primer modelo que realiza la clasificación está basado en una técnica estadística a partir de las variables de entrada elegidas sin una definición previa de las clases. Los 3 modelos ANN MLP tienen arquitecturas similares pero con diferente configuración de las variables en la capa de entrada y del número de nodos en la capa oculta, valores que fueron optimizados en el proceso de entrenamiento y verificación.

En la implementación de los diferentes modelos se han utilizado los siguientes períodos de tiempo:

- En el modelo TETIS se ha realizado una calibración automática de los FCs en el año hidrológico definido desde octubre de 2000 hasta septiembre de 2001 utilizando los tres meses previos como calentamiento.
- El modelo TOPKAPI se ha calibrado manualmente por un procedimiento de ensayo y error para todo el período de 7 años.
- El modelo ANN se ha entrenado utilizando el período comprendido entre octubre de 1995 y mayo de 1997, y se ha utilizado un segundo período de verificación, comprendido entre junio de 1997 y enero de 1998, para prevenir el exceso de entrenamiento del modelo.

En la Figura 3 se presentan esquemas conceptuales para los 3 modelos descritos anteriormente.

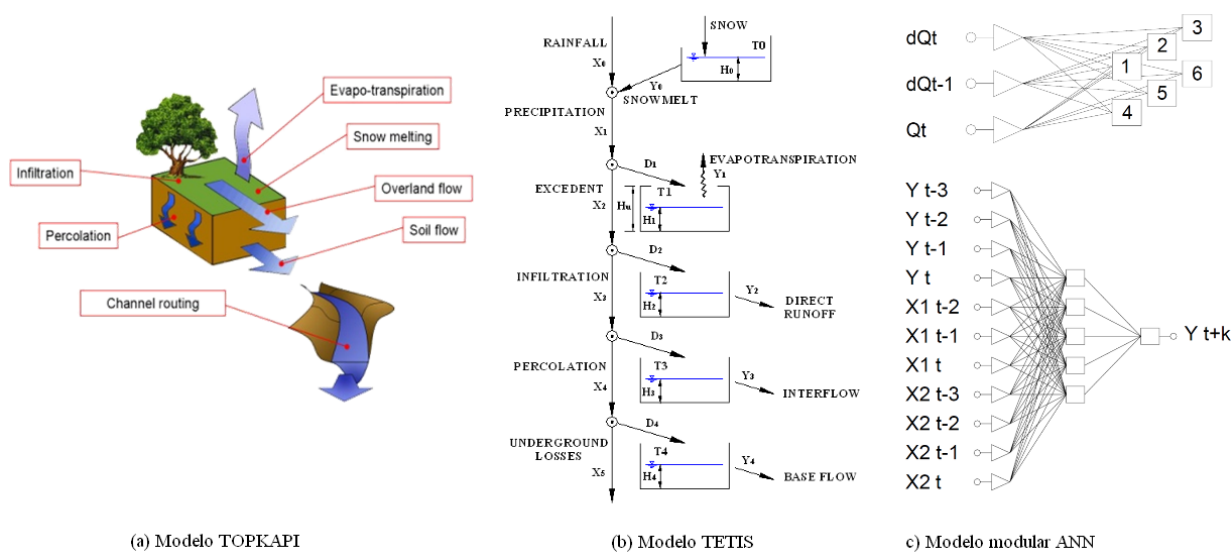


Figura 3.- Esquemas generales de los modelos de previsión utilizados en el estudio.

APLICACIÓN DEL MCP

El MCP se ha aplicado inicialmente por separado para cada modelo de previsión, y posteriormente se ha realizado la estimación de la IP para las 3 combinaciones posibles con dos modelos, y por último, la combinación de los tres modelos.

La combinación de más de un modelo de previsión se realiza en tres fases con el MCP: en la fase I se procesa cada modelo y se calcula el valor esperado de la distribución predictiva en cada uno de ellos para cada paso de tiempo. En la fase II se combinan las series de valores esperados obtenidas en la fase I para cada modelo utilizando la aproximación multivariada, obteniendo como resultado el valor esperado de la combinación, de acuerdo a la ecn. [5]. Finalmente, en la fase III se procesa la serie de los valores esperados de la combinación de modelos como si fuese un único modelo.

En la figura 4 se muestra el diagrama de dispersión en el campo gaussiano de los datos observados y previstos con el modelo TETIS para un horizonte de 6 horas. En el gráfico de la izquierda se ha superpuesto las rectas correspondientes al valor esperado estimado con la ecuación 10 (línea roja), y los cuantiles del 5 y 95% representados por las líneas grises. Se puede observar como para los puntos de la muestra concentrados en la parte alta de la distribución conjunta, el valor esperado de η resulta claramente subestimado para valores de $\hat{\eta}$ mayores a 2.3.

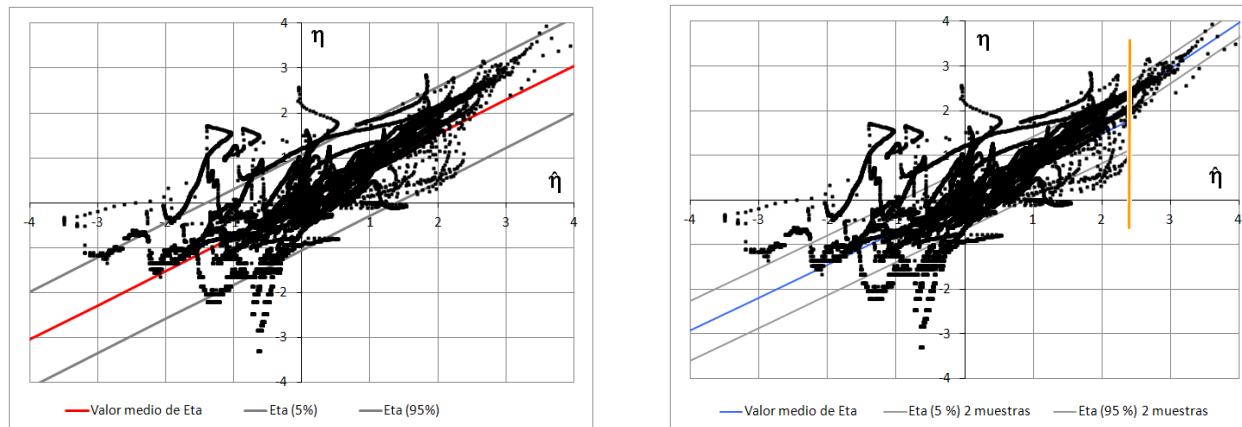
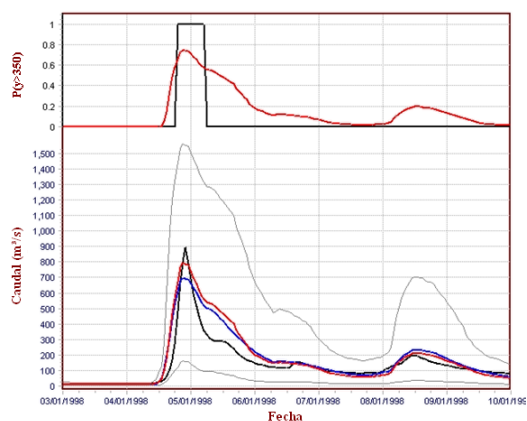
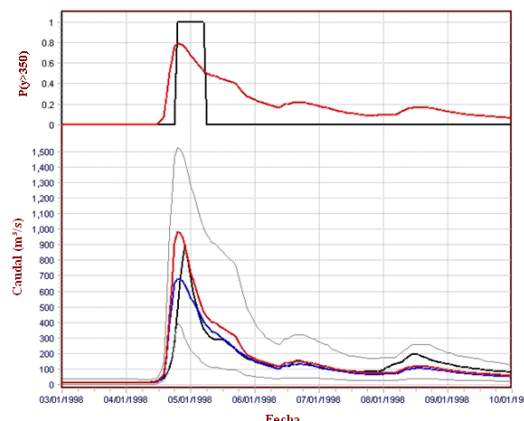


Figura 4.- Diagrama de dispersión de los datos observados y previstos con el modelo TETIS en el campo Normal. (izq.) Valor esperado y cuantiles del 5 y 95 % utilizando todos los datos. (der.) Valor esperado y los mismos cuantiles al separar los datos en muestras correspondientes a dos distribuciones bivariadas truncadas. En el gráfico de la derecha se muestra como al dividir los datos en dos distribuciones bivariadas truncadas, el valor esperado obtenido en ambas muestras, pero sobre todo en la parte alta de la nube de puntos, se ajusta mucho mejor a los valores observados, a la vez que se estrecha la banda de incertidumbre en ambos conjuntos, pero muy significativamente en la muestra superior.

En los paneles a–e de la Figura 5 se presentan para el evento de mayor magnitud registrado en el período de validación, el hidrograma observado (línea negra), la predicción realizada con los modelos con un horizonte de 6 horas (línea azul), el valor esperado obtenido al aplicar el MCP (línea roja en paneles a–d y línea cyan en panel f), así como las bandas de incertidumbre estimadas para el 90% (líneas grises para los modelos individuales en los paneles a–c y zonas sombreadas en la combinaciones de modelos presentadas en los paneles d–e).



(a) TOPKAPI



(b) TETIS

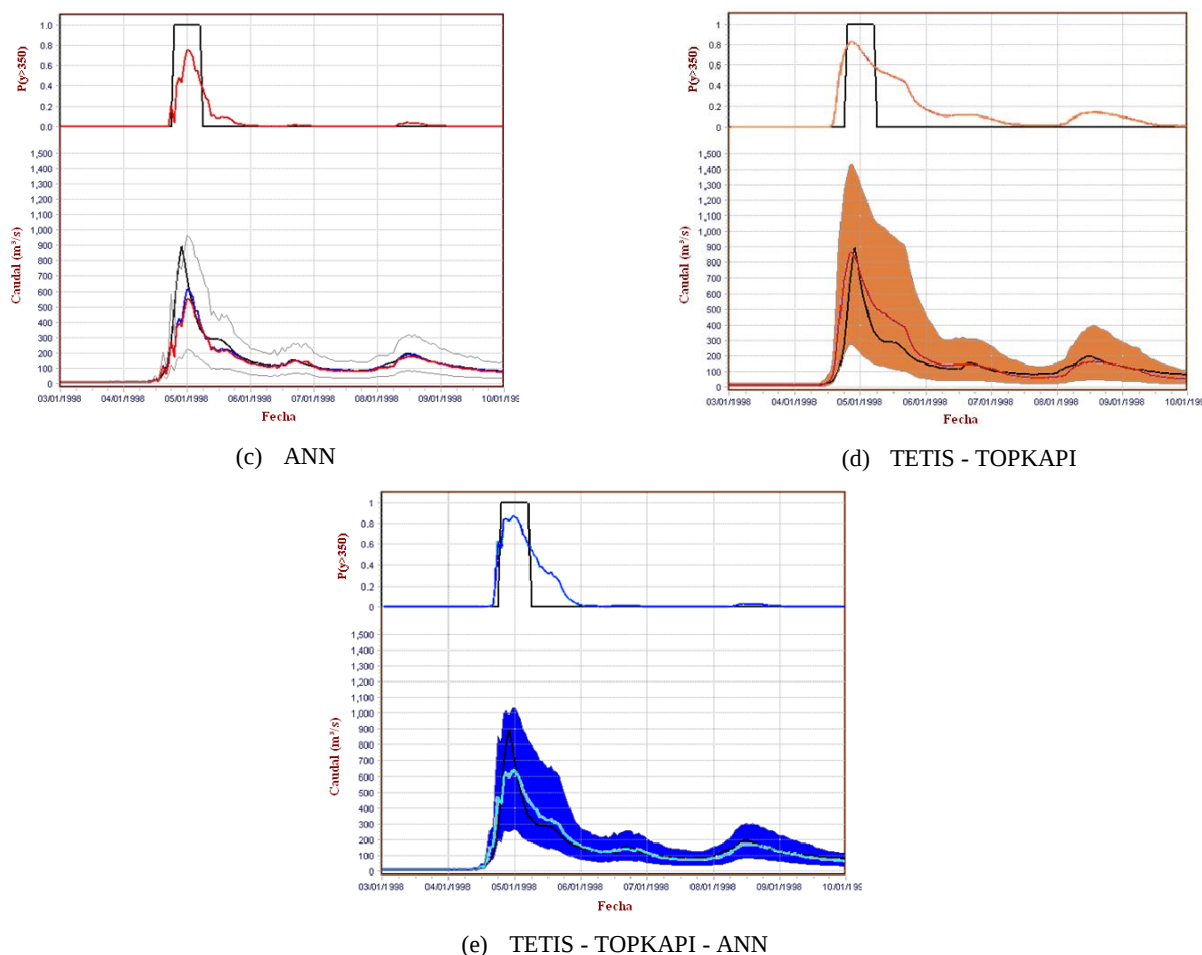


Figura 5.- Resultados del MCP, evento de validación de enero de 1998. (a) Modelo TOPKAPI. (b) Modelo TETIS. (c) Modelo ANN. (d) Combinación de TETIS y TOPKAPI. (e) Combinación de los 3 modelos. En la parte superior de los paneles (a) - (e) de la Figura 5 se indica la probabilidad de excedencia calculada en cada caso (línea roja), de sobrepasar un umbral de caudal fijado a priori en 350 m³/s, contrastada con la observación determinista (línea negra). Para el evento de validación mostrado, todos los casos analizados presentan características diversas, bien sea en cuanto al grado de acierto del valor esperado respecto a la magnitud del caudal y el tiempo al pico del hidrograma, el tamaño de la banda de incertidumbre, etc.

Si bien es cierto que el modelo ANN aparentemente presenta un mejor comportamiento general tanto en la calibración como en la validación del MCP si se miran los índices estadísticos de las series completas, tal resultado no es válido para el evento de validación mostrado, dado que tanto la previsión del modelo como el valor esperado obtenido con el MCP para el mismo infravaloran el pico del hidrograma más que los otros modelos y presentan un retraso importante en el tiempo al pico. Este comportamiento se ve reflejado en el cálculo de la probabilidad de excedencia del valor umbral de caudal, aunque aparentemente genera la banda de incertidumbre más estrecha. En este sentido, para el evento analizado, la combinación de los dos modelos distribuidos parece más robusta, permitiendo reducir la banda de incertidumbre respecto a los dos modelos individuales, lo cual es una característica esperable. En cuanto a la combinación de los 3 modelos, los resultados muestran un estrechamiento de la banda de incertidumbre que refleja el papel dominante del modelo ANN. Igualmente, se observa una mejora importante en la rama ascendente del hidrograma respecto a este modelo, aunque el valor esperado de la triple combinación continúa infravalorando el caudal pico. No obstante, la probabilidad de excedencia estimada en este último caso para el umbral de caudal prefijado es la que mejor se ajusta al comportamiento observado.

En la Figura 6 se presenta una comparación del índice de eficiencia de Nash-Sutcliffe calculado para los diferentes modelos y combinaciones de modelos en todo el período de validación, tanto en

simulación histórica al tiempo T_0 como para una predicción a 6 horas. En el panel inferior se presentan los resultados obtenidos con separación de muestras en distribuciones conjuntas truncadas, y en el panel superior sin hacer la separación. En esta Figura se observa como cuando se utiliza un único modelo de previsión se reduce la eficiencia del valor esperado respecto a la previsión original del modelo cuando no se utiliza la separación de muestras. Lo anterior no ocurre cuando se combinan al menos dos modelos de previsión.

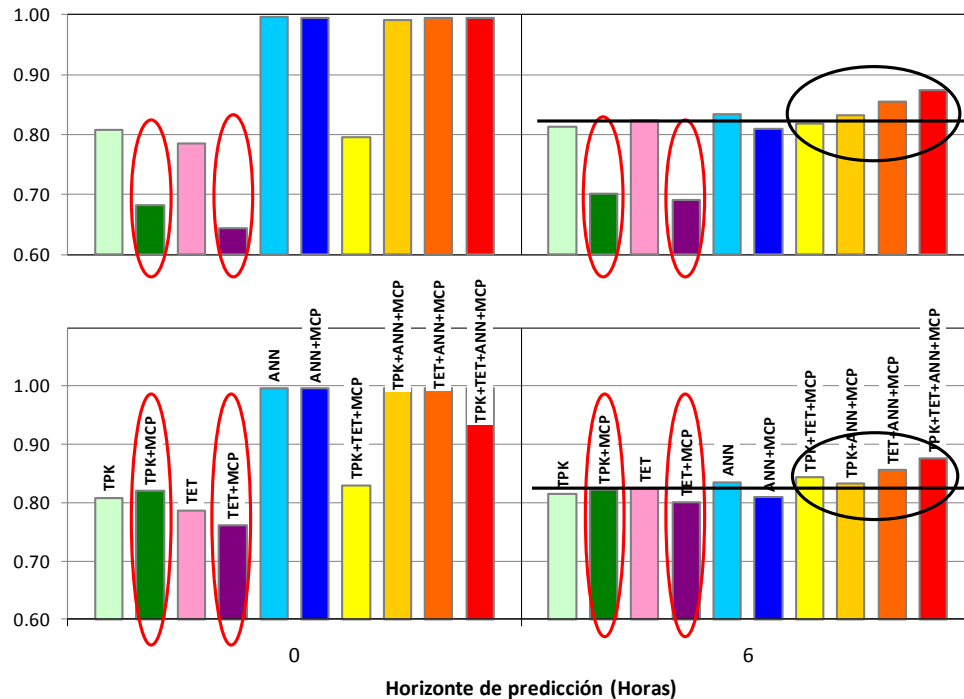


Figura 6.- Índice estadístico Nash-Sutcliffe calculado para diferentes combinaciones de modelos en el período de validación. Panel inferior: con separación de muestras. Panel superior: sin separación. Izquierda: tiempo T_0 . Derecha: predicción a 6 horas.

CONCLUSIONES

La aplicación de la metodología del MCP al caso de estudio presentado en este trabajo demuestra que es una herramienta robusta y muy útil para estimar la incertidumbre predictiva debida a la predicción de una avenida realizada con uno o varios modelos hidrológicos de naturaleza diversa.

La metodología del MCP fue concebida como un pos-procesador de incertidumbre, de modo que permite utilizar como herramienta de predicción cualquier tipología de modelos hidrológicos, hidráulicos o basados en los datos que sean adecuados al problema de predicción en cuestión, beneficiándose de las diferentes potencialidades y características individuales de cada modelo.

El uso de distribuciones conjuntas truncadas permite una mejor adaptación del modelo estadístico a los caudales picos de los eventos y una mejor estimación de la incertidumbre predictiva asociada a los mismos, especialmente cuando se utiliza un único modelo de predicción. En el caso de estudio presentado, no se observa una ganancia clara de utilizar las distribuciones truncadas cuando se combina más de un modelo. No obstante, este resultado no se debe generalizar.

La evaluación de la probabilidad de excedencia de determinado nivel de alerta o alarma, o el caudal asociado, permite tratar el problema de manejo de emergencias por avenidas en términos probabilísticos. De este modo, el problema está enfocado a identificar los umbrales de probabilidad críticos, en lugar de los valores determinísticos de la variable de interés, como es usual en la práctica hidrológica operacional, buscando aportar elementos en la toma de decisiones en el manejo

de emergencias que permitan minimizar los costos económicos y el impacto social derivado de este tipo de eventos.

AGRADECIMIENTOS

El presente trabajo ha sido subvencionado por el Ministerio español de Ciencia e Innovación a través de los proyectos “FloodMed” (CGL2008-06474-C02-02/BTE) y Consolider-Ingenio “SCARCE” (2010-CSD2009-00065).

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Carpenter, T.M., Georgakakos, K.P.** (2004). Impacts of parametric and radar rainfall uncertainty on the ensemble streamflow simulations of a distributed hydrologic model. *Journal of Hydrology* 298(1–4), 27–60.
- Ciarapica L., Todini E.** (2002). TOPKAPI: a model for the representation of the rainfall-runoff process at different scales. *Hydrological Processes* 16(2):-207-229.
- Coccia G., and Todini E.** (2010). Application of a Bayesian Processor for Predictive Uncertainty Estimation in Real Time Flood Forecasting. BHS Third International Symposium: Role of Hydrology in Managing Consequences of a Changing Global Environment. Newcastle University, 19-23 July 2010. (To be published in an special issue of the Hydrology Research Journal).
- Francés F., Vélez J. I., Vélez J. J.** (2007). Split-parameter structure for the automatic calibration of distributed hydrological models. *Journal of Hydrology*, 332, pp226– 240.
- Kelly, K. S., and R. Krzysztofowicz.** (1997), A bivariate meta-Gaussian density for use in hydrology. *Stochastic Hydrol. Hydraul.*, 11, 17– 31.
- Krzysztofowicz, R.** 1999. Bayesian theory of probabilistic forecasting via deterministic hydrologic model. *Water Resour. Res.*, 35: 2739–2750.
- Liu, Z., Martina, M.V.L. and Todini, E.** (2005). Flood Forecasting Using a Fully Distributed Model: Application of the TOPKAPI model to the Upper Xixian Catchment. *Hydrol. Earth Syst. Sci.*, 9, 347–364.
- Montanari, A., and A. Brath.** (2004), A stochastic approach for assessing the uncertainty of rainfall-runoff simulations, *Water Resour. Res.*, 40, W01106, doi:10.1029/2003WR002540.
- Pujol, L.** (2009). Predicción de caudales en tiempo real en grandes cuencas utilizando redes neuronales artificiales. Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Valencia, Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente. 288P.
- Smith, M.B., Seo, D.-J., Koren, V.I., et al.** (2004). The distributed model intercomparison project (DMIP): an overview. *Journal of Hydrology* 298(1–4), 4–26.
- Todini, E. and Ciarapica L.** (2001). The TOPKAPI model. *Mathematical Models of Large Watershed Hydrology*, Chapter 12, edited by Singh. V.P. et al., Water Resources Publications, Littleton, Colorado.
- Todini, E.** (2008). A model conditional processor to assess predictive uncertainty in flood forecasting. *Intl. J. River Basin Management*. Vol. 6 (2), 123-137.
- Todini, E.** (2009). Predictive uncertainty assessment in real time flood forecasting. Ph. C. Baveye, M. Laba and J. Mysiak (eds.) *Uncertainties in Environmental Modelling and Consequences for Policy Making*. NATO Science for Peace and Security Series C: Environmental Security. Springer Netherlands, Amsterdam. DOI: 10.1007/978-90-481-2636-1_9, ISBN 978-90-481-2635-4, pp. 205-228.
- Todini, E. And Coccia, G.** (2010). From deterministic to probabilistic thresholds: a better way to take advantage of predictive uncertainty in flood emergency management. BHS Third International Symposium: Role of Hydrology in Managing Consequences of a Changing Global Environment. Newcastle University, 19-23 July 2010. (To be published in an special issue of the Hydrology Research Journal).

Vélez, J. I. (2001). Desarrollo de un modelo distribuido de predicción en tiempo real para eventos de crecidas. Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Valencia, Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente. 266P.

Vélez, J. I.; Vélez J. J. and Francés, F. (2002). Modelo distribuido para la simulación hidrológica de crecidas en grandes cuencas. En congreso: XX Congreso Latinoamericano de Hidráulica. La Habana, Cuba. Published in CD. ISBN 959-7160-17-X.

Vrugt, J. A. and Robinson, B. A. (2007). Treatment of uncertainty using ensemble methods: Comparison of sequential data assimilation and Bayesian model averaging, Water Resour. Res., 43, W01411, doi:10.1029/2005WR004838.

INVESTIGAÇÃO DO PARÂMETRO CN PARA DUAS BACIAS CULTIVADAS COM EUCALIPTOS

Aderson Sartori y Abel Maia Genovez

*Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo –Universidade Estadual de Campinas (UNICAMP), Brasil;
adersonxt4@yahoo.com.br ; agenovez@fec.unicamp.br*

RESUMO:

O Método do Número da Curva de Escoamento ou Método do CN (“Runoff Curve Number Method”) é muito usado para estimar o escoamento superficial direto. O parâmetro CN é a principal entrada do modelo e seus valores de referência estão fundamentados em experiências realizadas nos EUA. Para se trabalhar com valores mais confiáveis é necessário estabelecer valores de referência para o CN que considere as condições locais das características hidrológicas dos solos, da cobertura da terra, as práticas conservacionistas e as condições antecedentes. Dentro desse contexto, este trabalho investiga e estabelece, para duas bacias hidrográficas cultivadas com eucalipto no Brasil, um valor de referência para o parâmetro CN aplicando o Método dos Mínimos Quadrados e o Método Assintótico (Hawkins, 1993) a séries de dados hidrológicos de chuva e escoamento superficial direto, observados nas bacias hidrográficas. A análise dos dados mostrou que as bacias hidrográficas apresentam baixa resposta hidrológica e comportamento Complacente para chuvas menores do que 100 mm. Assim, o Método do CN é sugerido para estimar o escoamento superficial direto, com o CN de referência igual a 35, apenas para eventos maiores que 100 mm. Para eventos menores, sugere-se o modelo linear proposto por Hawkins (1979).

ABSTRACT:

The Runoff Curve Number Method or CN method is widely used to estimate the direct runoff. The CN parameter is the main entry of the model and its reference values are based on USA experiments. To work with more reliable values is necessary to establish reference CN values for local conditions considering soil hydrologic characteristics, land cover, conservation practices and antecedent conditions. Therefore, this paper investigates and determinates for two watersheds planted to eucalyptus in Brazil, a reference CN value using the Least Squares and Asymptotic Methods (Hawkins, 1993), which were applied to rainfall and direct runoff data observed in the basins. Data analysis showed that the watersheds have low hydrological response to rainfall and Complacent behavior for rainfalls less than 100 mm. Thus, the CN method is suggested to estimate the direct runoff, with reference CN equal to 35, only for events greater than 100 mm. For smaller events, it is suggested the linear model proposed by Hawkins (1979).

PALABRAS CLAVE:

“Curve Number”, escoamento superficial, modelagem hidrológica.

INTRODUÇÃO

A quantificação do escoamento superficial direto gerado pela chuva é importante para planejamento, projeto e operação de obras hidráulicas e sistemas agrícolas. Nos projetos que envolvem a quantificação do volume de escoamento superficial direto em bacias hidrográficas sem monitoramento são usados modelos com parâmetros calibrados para outras bacias em condições supostamente similares. Dentre os modelos disponíveis, talvez o mais aplicado seja o Método do Número da Curva de Escoamento ou simplesmente Método do CN, o qual foi desenvolvido na década de 1950 pelo “Natural Resources Conservation Service” (NRCS), antes denominado “Soil Conservation Service – SCS”, do “United States Department of Agricultural” (USDA).

Para estimar o volume de escoamento superficial direto a partir de eventos de chuva, o Método do CN considera os principais fatores que afetam a geração do escoamento, incluindo as características hidrológicas dos solos, a cobertura da terra, as práticas conservacionistas e as condições antecedentes. Todos estes fatores estão combinados em um índice chamado Número da Curva de Escoamento (CN), parâmetro característico da técnica. Sua aplicação consiste na seleção do parâmetro CN nas tabelas publicadas no manual de origem norte-americana, onde o CN é escolhido em função do grupo hidrológico de solo, uso e manejo da terra. Uma importante característica de seu emprego é a classificação dos solos em quatro grupos hidrológicos (A, B, C e D) de acordo com o potencial de escoamento superficial, sendo A o grupo de menor potencial e o D de maior potencial. O uso da tabela do CN é padrão, uma vez que não existam calibrações do parâmetro para as condições locais. Nesta situação engenheiros e hidrólogos têm a difícil tarefa de estimar o parâmetro CN baseando-se em informações contidas em mapas de solo e de uso da terra.

Devido ao problema de inconsistência e interpretações subjetivas, a classificação hidrológica original do método do CN foi revisada (NRCS, 2007). Nesta nova versão, os critérios estão baseados essencialmente na profundidade da camada restritiva, na profundidade do nível d'água subterrâneo, e na condutividade hidráulica saturada da camada menos permeável. Embora a inclusão da condutividade hidráulica saturada como critério de classificação tenha tornado a versão revisada (NRCS, 2007) mais objetiva que as versões anteriores (SCS, 1972; SCS, 1986), a falta de dados disponíveis sobre condutividade hidráulica saturada de solos dificultam a sua aplicação.

A importância da estimativa do CN a ser usado em projetos foi apresentada por Hawkins (1975). O autor mostrou numericamente que o Método do CN é mais sensível ao CN do que à chuva para iguais níveis de erro. Esta conclusão é válida para chuvas totais menores do que 230 mm, o que inclui a maioria das situações de projeto. Conclusões similares foram obtidas por Chen (1982).

Devido sua simplicidade, versatilidade e credibilidade da agência desenvolvedora, o método se tornou popular nos EUA e também passou a ser usado internacionalmente (Ponce e Hawkins, 1996). Por exemplo, em 1991 no Brasil ele já era um dos cinco métodos mais usados em projetos hidrológicos (Genovez, 1991), onde a estimativa do CN é ainda baseada em valores tabelados e nas definições dos grupos hidrológicos de solo fundamentados em experiências realizadas nos EUA (Sartori et al., 2008). A necessidade de se estabelecer valores locais de referência para o parâmetro CN é evidente e não se resume às condições brasileiras. Vários estudos têm sido feito ao longo dos anos para verificar os valores já tabelados ou para estender a metodologia às condições locais que não foram consideradas no desenvolvimento original do método (Ponce e Hawkins, 1996) tal como cana-de-açúcar e abacaxi (Cooley e Lane, 1982), solos arenosos nus e incrustados (Sharma, 1987), efeitos do resíduo de colheita e preparo do solo (Rawls et al., 1980; Souza et al., 1995) e áreas urbanas (Rawls et al., 1981; Germano e Tucci, 1995; Tassi et al., 2006). Dentro desse contexto, esse trabalho procura investigar e estabelecer, para duas bacias hidrográficas cultivadas com eucalipto no Brasil, valores de referência para o parâmetro CN usando o Método dos Mínimos Quadrados e o Método Assintótico (Hawkins, 1993).

MATERIAL E MÉTODO

Bacias hidrográficas e dados hidrológicos

Os dados hidrológicos de chuva e escoamento são resultados do monitoramento de duas bacias hidrográficas brasileiras, uma denominada WBOF, localizada no município de Bofete, Estado de São Paulo, e outra denominada WARA, localizada no município de Aracruz, Estado do Espírito Santo. As principais características e a localização destas bacias são apresentadas na Tabela 1.

Tabela 1.- Principais características e localização geográfica das bacias usadas neste estudo.

Características		WARA	WBOF
Localização geográfica		19 °51' Sul e 40°11' Oeste	23 °04' Sul e 48°13' Oeste
Clima regional		Tropical úmido (Aw)	Mesotérmico úmido (Cfa)
Uso do solo		Eucalipto (66,0%), mata ciliar nativa (29,9%) e estrada de terra (4,1%)	Eucalipto (93%), mata ciliar nativa (2%) e estrada de terra (5%)
Solos		Argissolo Amarelo (83,1%), Plintossolo Háplico (11,8%) e Gleissolo (5,1%)	Latossolo Vermelho textura arenosa
Grupo Hidrológico de solos		B ^{1/}	A
Área da bacia	ha	286,17	50,23
Perímetro da bacia	m	8214	2583
Comprimento do percurso mais longo do escoamento	m	2866	931
Coeficiente de Compacidade	-	1,37	1,44
Fator de Forma	-	0,35	0,58
Declividade média da bacia	%	13,7	7,5
Precipitação média anual	mm	1400	1300

^{1/} Foi considerada como pertencente ao grupo hidrológico B devido aos demais grupos representarem menos do que 20% da área, ou seja, 11,8% sobre o grupo hidrológico C e 5,1% sobre o grupo hidrológico D.

Os dados hidrológicos da bacia WARA compreendem o período de 1996 a 2004. A precipitação foi medida em três registradores automáticos tipo báscula instalados no interior da bacia. As vazões foram registradas com limnógrafo automático instalado em um vertedor triangular. A série histórica de vazões foi analisada e permitiu selecionar 19 eventos cujo critério de seleção foi vazão de pico maior ou igual a 80 l/s. A chuva média na bacia para os eventos selecionados foi estimada usando o Método dos Polígonos de Thiessen.

Na bacia WBOF o nível das vazões foi registrado com limnógrafo digital instalado em um vertedor misto denominado de crista curta, com seção transversal composta, tendo formato triangular com ângulo de 150° em sua parte inferior e formato retangular em sua parte superior, com capacidade de 3 a 1800 l/s. A precipitação foi registrada com pluviômetro digital (Prof. Walter de Paula Lima, comunicação pessoal). O período de monitoramento compreendeu os anos de 2001 a 2006, com interrupção do monitoramento durante os anos de 2003 e 2004 por atos de vandalismo. Portanto, os quatro anos de registro (2001, 2002, 2005 e 2006) permitiram selecionar dezoito eventos para obtenção dos pares de chuva total e escoamento superficial direto resultante.

O escoamento superficial direto foi obtido pela análise de eventos e calculado pela integração da área sob o hidrograma, subtraindo o escoamento básico. O método usado para a separação do escoamento básico foi o da declividade constante (Chow et al., 1988).

Método do CN

O Método do Número da Curva de Escoamento Superficial ou simplesmente Método do CN (SCS,1972) é aplicado para prever o escoamento superficial direto devido à chuva usando a equação:

$$Q = \frac{(P-0.2S)^2}{P+0.8S} \quad \text{para } P \geq 0.2S; \text{ caso contrario } Q = 0 \quad [1]$$

na qual Q é o escoamento superficial direto em milímetros, P é chuva em milímetros e S é o potencial máximo de retenção do solo em milímetros. Note que esta equação apresenta um limiar, ou abstração inicial, Ia, estimada por 0,2S. A partir do S definido na Equação 1, o número da curva de escoamento, CN, é definido por:

$$CN = \frac{25400}{254+S} \quad [2]$$

com valores variando de CN=0 (S $\rightarrow \infty$, não ocorre escoamento para qualquer evento) a CN=100 (S=0, toda chuva se transforma em escoamento).

O procedimento padrão do Método do CN consiste em selecionar o parâmetro CN de tabelas autorizadas ou aceitáveis para consulta em função do Grupo Hidrológico de Solo (GHS) e das classes de uso e tratamento da terra. Quatro grupos hidrológicos de solos foram baseados inicialmente na textura: A (grupo de menor potencia de escoamento), B, C e D (grupo de maior potencial de escoamento). Valores tabelados do CN são baseados em experiências realizadas nos EUA e tacitamente assumidas para serem universais. Além disso, existe uma preocupação com três Condições de Escoamento Antecedente (ARC), I, II, e III, as quais fornecem uma medida da variabilidade esperada para uma dada chuva em função das fontes de variação remanescentes e inexplicadas, incluindo o estado de umidade do solo. ARC I e ARC III representam os limites da distribuição para um dado CN, e a ARC II representa a tendência central (Van Mullen et al., 2002). Os CNs de referência são assumidos para pertencerem a ARC II.

Métodos para calibração do CN

Para determinar o CN foram escolhidos dois métodos: Mínimos Quadrados – MQ e Assintótico – AS (Hawkins, 1993). Esses métodos de calibração buscam um valor para o parâmetro CN que melhor represente a amostra de dados, ou seja, a série hidrológica e não eventos individuais. Na seqüência são apresentados os procedimentos para cada técnica de calibração.

Mínimos Quadrados - MQ: Aplicado à série de eventos naturais, este método consiste em procurar um valor para o parâmetro S na Equação 1 que minimize o valor da função objetivo:

$$G(S) = \sum_{i=1}^N (\hat{Q}_i - Q_i)^2 \quad [3]$$

na qual $\hat{Q}_i$ é o valor do escoamento superficial direto estimado com a Equação 1 para o evento i, Q_i é o valor do escoamento superficial direto para o evento i e N é o número de eventos da amostra. A satisfação da Equação 3 determina o CN de referência. Como medidas da qualidade do ajuste foram usados o Índice de Eficiência (Nash e Sutcliffe, 1970) e o Erro Padrão.

O índice de eficiência (EF) é definido por:

$$EF = 1 - [\sum_{i=1}^N (\hat{y}_i - y_i)^2 / \sum_{i=1}^N (\hat{y}_i - \bar{y})^2] \quad [4]$$

na qual N é o número de eventos da amostra, $\hat{y}_i$ é o valor estimado da variável critério, y_i é o valor medido da variável critério e $\bar{y}$ é a média dos valores medidos da variável critério. Para modelos lineares não tendenciosos o índice de eficiência ficará entre zero e um, enquanto que para modelos não lineares ele pode resultar em valores negativos mesmo quando o modelo não for tendencioso (McCuen et al., 2006).

O erro padrão (SE) é definido por:

$$SE = \sqrt{\sum_{i=1}^N (\hat{y}_i - y_i)^2 / (N - p)} \quad [5]$$

na qual p é o número de parâmetros estimado a partir da amostra.

Método Assintótico - AS: O Método Assintótico (Hawkins, 1993) é um procedimento gráfico e analítico que faz uso de séries ordenadas, isto é, os pares de eventos naturais P e Q são reagrupados de acordo com a ordem de magnitude. A estas séries ordenadas aplica-se o conceito da frequência igualada, ou chuva e escoamento de mesma frequência (Hjelmfelt, 1980). Isto está de acordo com o uso inicial do Método do CN em projetos hidrológicos. Além disso, o método reconhece a tendência dos CNs, definidos a partir de dados, variar com o aumento da chuva.

Se pares de eventos P e Q (naturais ou ordenados) estiverem disponíveis, o parâmetro S pode ser calculado para cada evento com a equação (Hawkins, 1973):

$$S = 5 \left(P + 2Q - \sqrt{4Q^2 + 5PQ} \right) \quad \text{para } 0 \leq Q \leq P. \quad [6]$$

Esta é solução quadrática da Equação 1 para S. Valores do S são obtidos para cada par de eventos da série ordenada e substituído na Equação 2 para obter os CNs. Como descrito acima, estes CNs geralmente variam com a chuva P. A partir disso, três principais comportamentos do CN com a chuva P foram observados e classificados por Hawkins (1993).

(a) Padrão. Os CNs calculados decrescem com P e tendem a se aproximarem de um valor constante (chamado de CN_{∞}) com o aumento de P. É a situação predominante. A equação

$$CN(P) = CN_{\infty} + (100 - CN_{\infty})e^{-kP} \quad [7]$$

tem sido usada para os propósitos de ajuste com o caso Padrão com bons resultados. O CN_{∞} é tomado como o CN de referência. O parâmetro k é um coeficiente de decaimento com dimensão de 1/L. Como medidas da qualidade do ajuste são usadas o índice de eficiência e o erro padrão, como definidos pelas Equações 4 e 5, respectivamente.

(b) Complacente. Os CNs calculados decrescem com o aumento de P sem se aproximarem de um valor aparentemente constante. Isso geralmente indica situações baixa resposta hidrológica que pode ser representada por uma simples relação linear entre chuva e escoamento superficial direto como $Q = C.P$ (Hawkins, 1993). A determinação do CN de referência nesses casos pode ser feita com o ajuste da Equação 6 a amostra de dados. No entanto, esta aproximação extrapola a função

para além dos valores contidos na amostra para encontrar um CN_{∞} e presume que o comportamento Complacente irá se aproximar do Padrão para grandes chuvas não contidas na amostra.

(c) Violento. Os CNs calculados decrescem com P, como no caso Complacente, e repentinamente passam a crescer com o aumento de P e tendem a se aproximarem de um valor constante (chamado de CN_{∞}). É o caso menos comum. A equação

$$CN(P) = CN_{\infty}(1 - e^{-kP}) \quad [8]$$

tem sido usada para os propósitos de ajuste com o caso Violento. O CN_{∞} é tomado como o CN de referência. O parâmetro k é um coeficiente de decaimento com dimensão de 1/L. Como medidas da qualidade do ajuste são usados o índice de eficiência e o erro padrão, como definidos pelas Equações 4 e 5, respectivamente.

RESULTADOS

Os dois métodos de calibração do CN apresentados no item anterior foram aplicados usando todos os eventos selecionados para as bacias WARA e WBOF. As características estatísticas destes eventos estão apresentadas na Tabela 2. Os resultados da calibração são apresentados na Tabela 3.

As Figuras 1 e 2 apresentam o resultado do ajuste Assintótico Padrão, nas quais CN_0 é o CN para $Q=0$. Este é o limiar do escoamento quando $P=0,2S$. Com P em mm, ele é calculado como $CN_0=5080/(P + 50,8)$. Todos os pontos com $Q > 0$ estão acima da linha que representa o CN_0 . As Figuras 3 e 4 apresentam o ajuste do Método dos Mínimos Quadrados.

Tabela 2.- Características estatísticas dos eventos das bacias WARA e WBOF.

Bacia	Variável	mínimo	1.º quartil	mediana	média	3.º quartil	máximo	desv. padrão
WARA	P (mm)	39,00	61,70	81,30	89,43	92,60	266,50	52,18
	Q (mm)	1,29	2,21	3,00	5,74	4,06	47,79	10,40
	$CN^{1/}$	35,52	44,50	51,03	51,26	56,4	67,55	9,48
	$CN^{2/}$	35,52	47,31	49,48	51,15	56,16	66,57	8,64
WBOF	P (mm)	4,70	17,10	25,64	29,56	37,06	89,20	19,86
	Q (mm)	0,08	0,13	0,21	0,30	0,36	1,40	0,31
	$CN^{1/}$	43,18	64,06	70,32	70,68	77,97	93,57	13,03
	$CN^{2/}$	43,18	63,28	70,79	70,68	78,36	93,57	12,54

^{1/} Série de dados naturais; ^{2/} Série de dados ordenados.

Tabela 3.- Resultados da calibração do CN.

Bacia	Assintótico				Mínimos Quadrados		
	CN_{∞}	k	SE	EF	CN	SE	EF
	---	mm ⁻¹	---	---	---	mm	---
WBOF	36,62	0,02392	0,51	0,998	43,18	0,28	0,176
WARA	34,51	0,01870	0,69	0,994	35,85	3,01	0,916

CN_{∞} e k: parâmetros de ajuste dos modelos Assintótico Padrão; EP: erro padrão; EF: índice de eficiência.

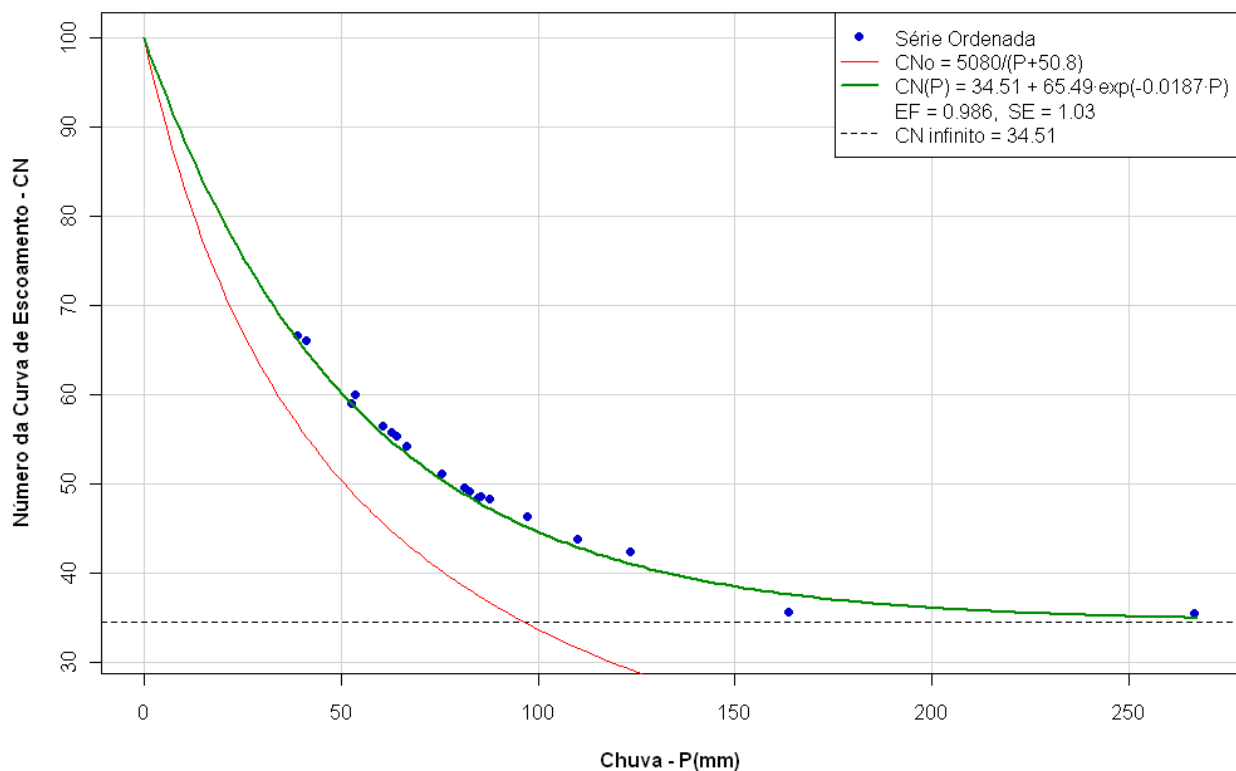


Figura 1.- Ajuste do modelo Assintótico Padrão aos dados da bacia WARA apresentando comportamento Padrão.

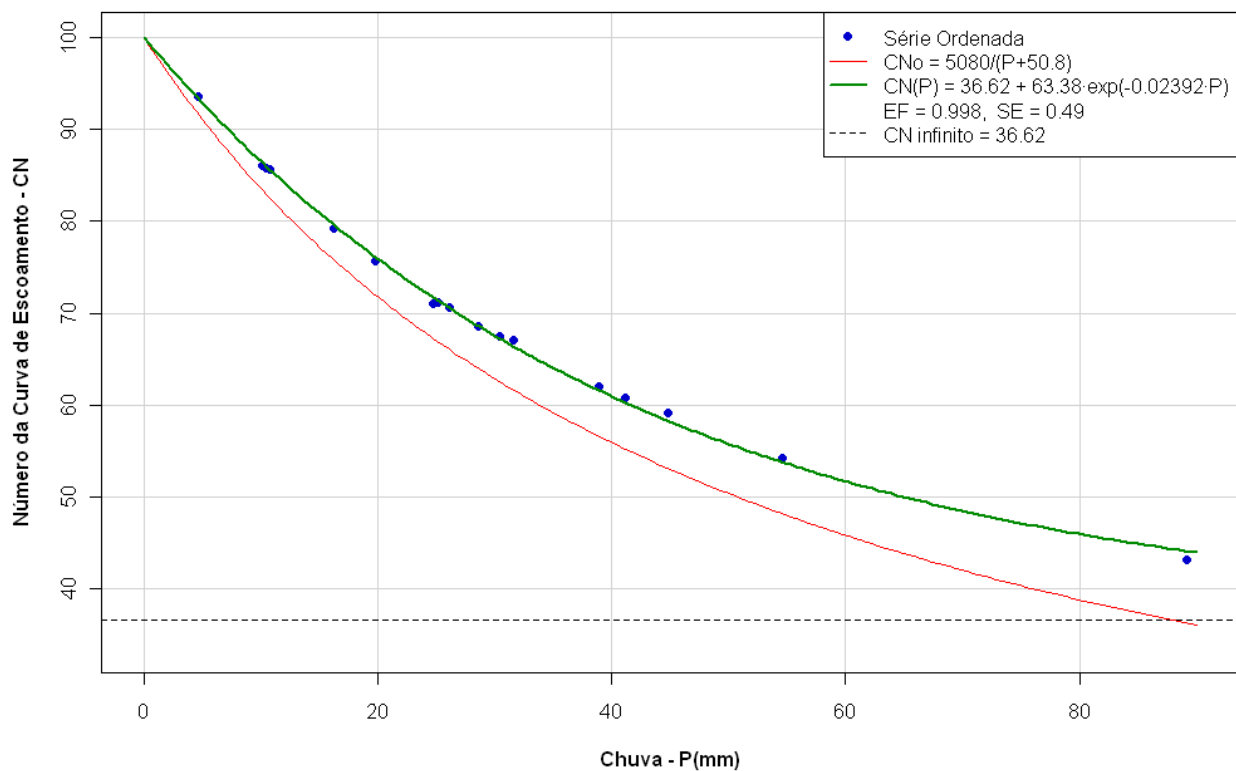


Figura 2.- Ajuste do modelo Assintótico Padrão aos dados da bacia WBOF apresentando comportamento Complacente.

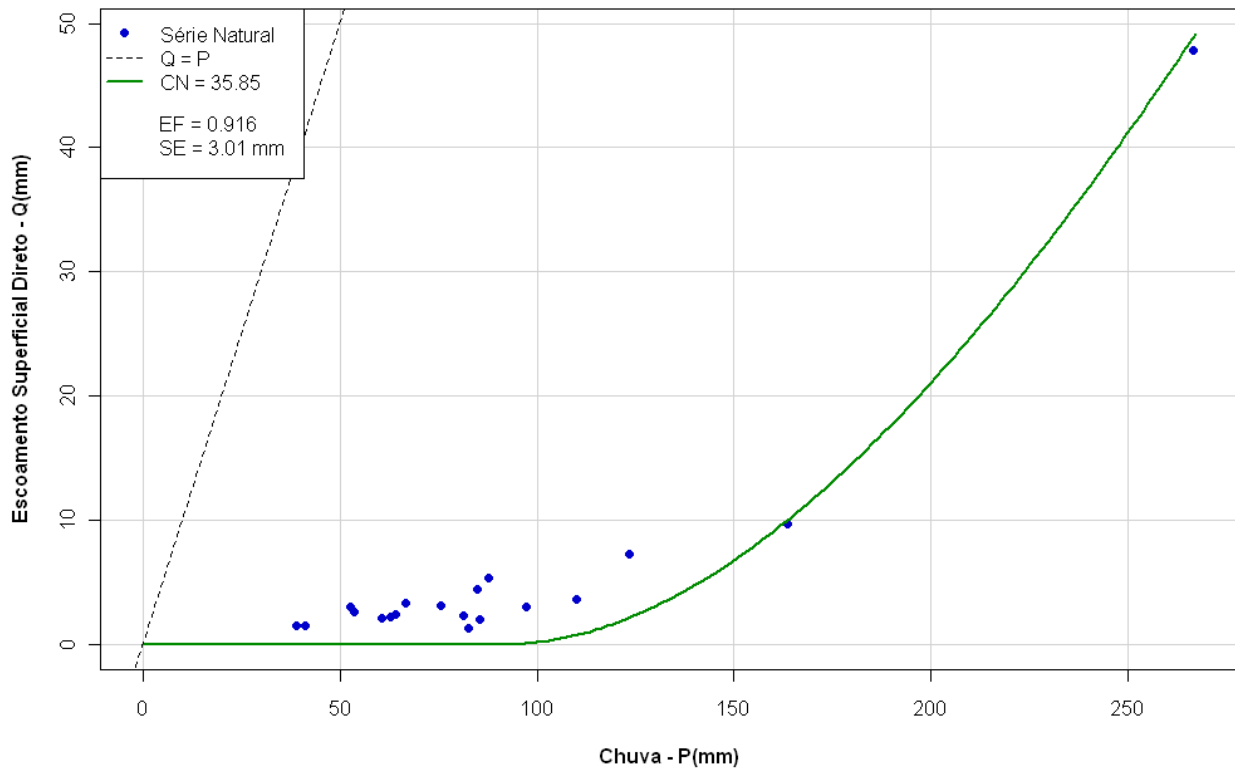


Figura 3.- Ajuste da Equação 1 aos dados da bacia WARA com o método dos Mínimos Quadrados.

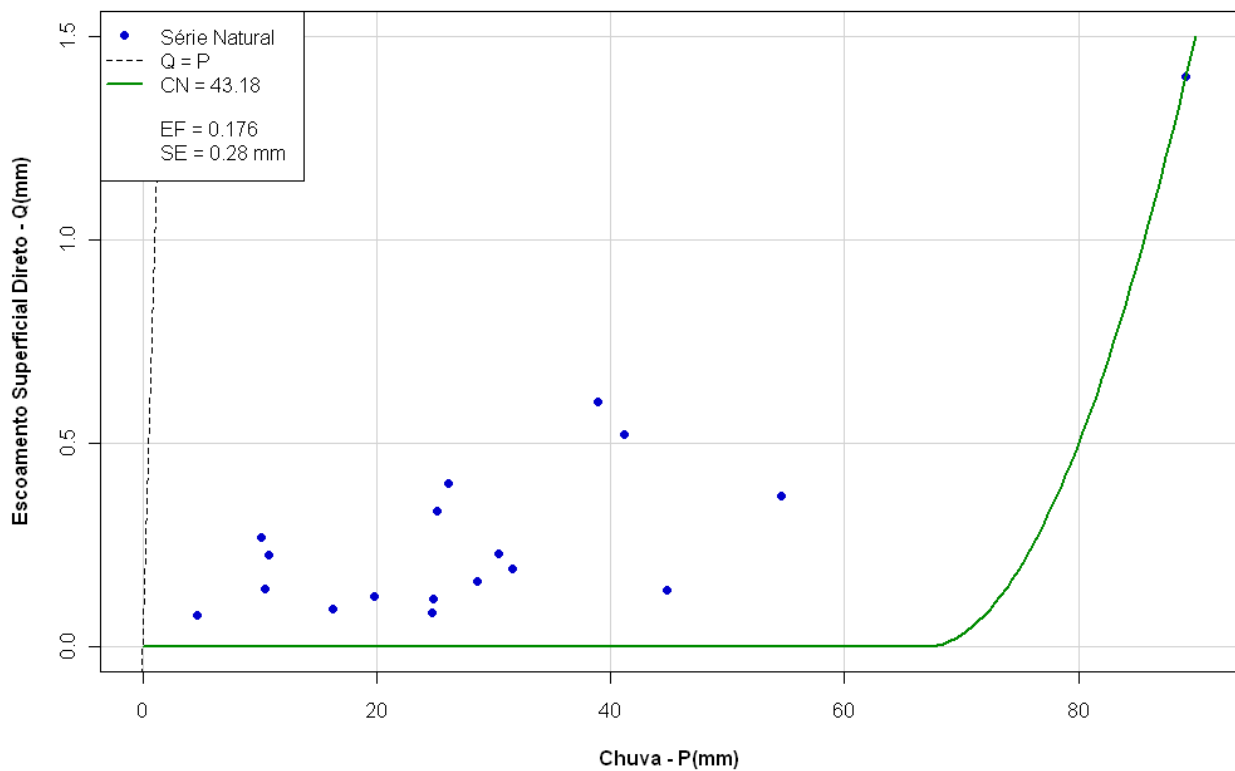


Figura 4.- Ajuste da Equação 1 aos dados da bacia WBOF com o método dos Mínimos Quadrados.

DISCUSSÃO

Como pode ser observado nas Figuras 1 e 2, o modelo Assintótico Padrão representa bem os dados, tanto da bacia WARA quanto da bacia WBOF, a qual apresenta comportamento Complacente. O CN de referência obtido para estas bacias com o Método Assintótico foi praticamente o mesmo. Com o Método dos Mínimos Quadrados o resultado foi o mesmo do Método Assintótico para a bacia WARA e maior para a bacia WBOF. Para esta bacia o Método dos Mínimos Quadrados considerou apenas o maior evento, como pode ser observado na Figura 4. Isso significa que a equação do Método do CN não representa a amostra de dados dessa bacia. Isto está de acordo com os resultados de Hawkins (1979).

Excluindo o evento extremo de chuva (266,5 mm em 9 horas e 30 minutos), a amostra da bacia WARA passa a ter comportamento Complacente, como a amostra de dados da bacia WBOF. Para esta bacia o maior evento de chuva observado foi 89,2 mm (Tabela 1) enquanto que na bacia WARA existem 5 eventos de chuva maiores do 89,2 mm. Essa similaridade pode ser resultado da cobertura florestal que proporcionou as duas bacias a comum baixa resposta hidrológica e comportamento Complacente, no caso da WARA apenas para eventos de chuva menores do que 163 mm, conforme ilustrado na Figura 5.

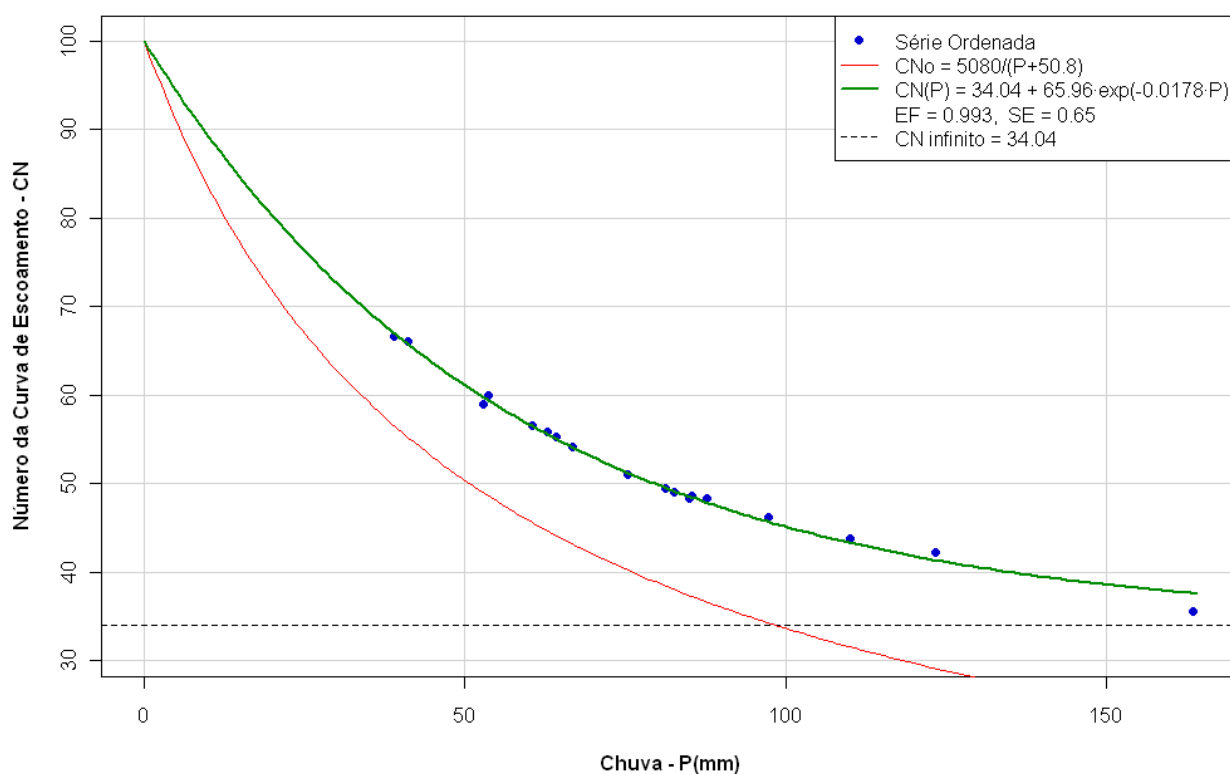


Figura 5.- Ajuste do modelo Assintótico Padrão aos dados da bacia WARA sem o evento extremo que ocorreu no dia 16/03/2004, mostrando comportamento Complacente.

Como foi observado nas Figuras 3 e 4, a Equação 1 parece não representar bem os dados com chuvas inferiores a 100 mm, pois eles aparentam seguir uma tendência linear e não côncava. Nesse caso, se a amostra não tiver grandes eventos de chuva como a amostra da bacia WARA, o CN só pode ser obtido por extrapolação. Para isso o ajuste do modelo Assintótico Padrão pode ser usado, presumindo que o comportamento Complacente irá se aproximar do Padrão para grandes chuvas não contidas na amostra.

Para verificar essa suposição, os dados da bacia WARA foram usados. Nesse caso, o evento extremo foi excluído da amostra e o ajuste do modelo Assintótico Padrão foi feito sem tal evento, conforme ilustrado na Figura 5. O resultado foi um CN igual a 34, próximo do valor obtido sem excluir o grande evento (CN=34,5). Isso mostra que o modelo Assintótico Padrão é adequado para extrapolar o CN de referência se o comportamento for mesmo Padrão para grandes eventos não contidos na amostra de dados. Contudo, com seu parâmetro assim calibrado, o Método do CN só será adequado para as grandes chuvas não contidas na amostra de dados, pois a distribuição do escoamento superficial direto para chuvas menores do que 160 mm é paralela a distribuição da chuva, como pode ser observado na Figura 6 sobre papel probabilístico log-normal, com exceção, é claro, do evento extremo.

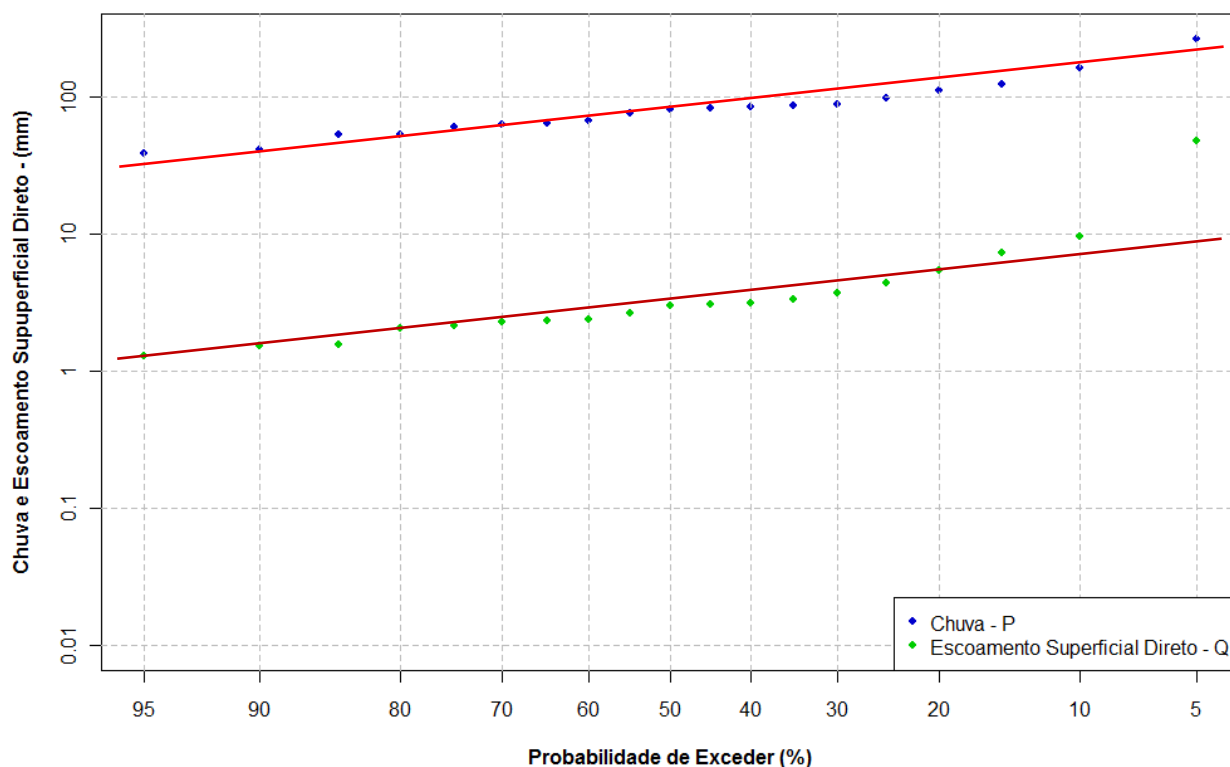


Figura 6.- Distribuição de freqüência da chuva e do escoamento superficial direto, observados na bacia WARA, mostrando relação proporcional entre elas. As linhas sobre as distribuições foram traçadas manualmente e não representam ajuste matemático da distribuição log-normal.

Observa-se na Figura 6 que existe uma relação proporcional entre as distribuições de freqüência da chuva e do escoamento superficial, com exceção do evento do dia 16/03/2004 que se distancia da tendência central. Isso confirma o comportamento Complacente da bacia para eventos menores do que 160 mm, sendo então sua resposta hidrológica para $P < 160$ mm melhor representada pela relação $Q=C.P$ proposta por Hawkins (1979; 1993). Assim, o modelo do Método do CN é mais adequado para eventos maiores. Com base nesses resultados surgem algumas questões: (1) Como saber se uma bacia irá apresentar comportamento Complacente? (2) Qual é o limite da chuva para que o comportamento Complacente se aproxime do Padrão? (3) E se o comportamento Complacente se aproximar do Violento para grandes chuvas?

Em geral, o comportamento Complacente é característico de bacias com baixa resposta hidrológica e sua ocorrência tem sido observada em bacias florestadas com solos relativamente permeáveis (e.g. Hawkins, 1973; Hawkins, 1979; Spring e Hawkins, 2005), como as bacias estudadas neste trabalho.

Sendo P_{lim} a chuva mínima não contida na amostra a partir da qual a relação derivada da equação de estabilidade proposta por Hawkins (1993) seja próxima de um, caracterizando o comportamento Padrão, isto é, $[100 - CN(P_{lim})]/(100 - CN_{\infty}) \approx 1$, pode ser arbitrada uma fração da diferença total $(100 - CN_{\infty})$ tal que não seja caracterizado o comportamento Complacente. Supondo ser 0,9 essa fração e substituindo $CN(P_{lim})$ pela Equação 7 na relação apresentada, igualando a 0,9 e resolvendo para isolar P_{lim} , obtém-se $P_{lim} = 2,303/k$ que é a chuva limite para que ocorra o comportamento Padrão, baseando-se no bom ajuste do modelo Assintótico Padrão aos dados observados, que não incluem P_{lim} , e na suposição de que o comportamento Padrão irá ocorrer a partir de P_{lim} . Assim, P_{lim} é igual a 96 mm para a bacia WBOF e igual a 129 mm para a bacia WARA sem o evento extremo. Isso significa que para chuvas menores que P_{lim} a relação $Q=C.P$ é mais adequada para estimar o escoamento superficial direto e para chuvas maiores ou iguais a P_{lim} o CN_{∞} pode ser mais apropriado, se ocorrer o comportamento Padrão. No entanto, não há garantias de que o comportamento Complacente não preceda o Violento a partir de um valor desconhecido da chuva. Em geral, este limite ocorreu entre 18 e 30 mm nas bacias com comportamento Violento estudadas pelos autores (trabalho não publicado).

CONCLUSÃO

Baseado em dados hidrológicos observados de chuva e escoamento superficial direto foi obtido um CN de referência para bacias hidrográficas brasileiras cultivadas com eucalipto. Os métodos usados foram Mínimos Quadrados e Assintótico. Para as duas bacias, WARA e WBOF, o CN de referência sugerido é 35. Devido à baixa resposta hidrológica apresentada pela bacia WBOF o CN de referência foi obtido por extrapolação. Similarmente, os dados da bacia WARA sem seu evento extremo também apresentaram comportamento Complacente. Este evento extremo suporta o valor de referência sugerido.

Devido à baixa resposta hidrológica apresentada pelas bacias hidrográficas, o Método do CN é sugerido para estimar o escoamento superficial direto, com o CN de referência apresentado, apenas para eventos maiores do que 100 mm. Para eventos menores, sugere-se o modelo $Q=C.P$ com C igual a 0,01 para a bacia WBOF e C igual a 0,04 para a bacia WARA.

AGRADECIMENTOS

Os autores registram seus sinceros agradecimentos à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pelo suporte financeiro concedido ao primeiro autor como bolsa de estudos, ao Prof. Walter de Paula Lima da ESALQ/USP por fornecer os dados da bacia WBOF e a Empresa ARACRUZ Celulose e Papel por ceder os dados da bacia WARA.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Chen, C-L.** (1982). "An evaluation of the mathematical and physical significance of the Soil Conservation Service procedure for estimating runoff volume". *Proceedings of the Rainfall Runoff Relationship*. Org. by Singh, V.P., Water Resources Publications, Littleton, CO, Water Resources Publications, Littleton, CO, pp. 387-418.
- Chow, V. T.; Maidment, D. R.; Mays, L.W.** (1988). *Applied Hydrology*. McGraw-Hill, 572p.
- Cooley, K. R.; Lane, L. J.** (1982). "Modified runoff curve numbers for sugarcane and pineapple fields in Hawaii". *Journal of Soil and Water Conservation*, 37(2), 295-298.

- Genovez, A. M.** (1991). *Avaliação dos métodos de estimação das vazões de enchente para pequenas bacias rurais do Estado de São Paulo*. Campinas, SP. 241p. Tese (Livre Docência) – FEC/UNICAMP.
- Germano, A; Tucci, C. E. M.** (1995). “Variabilidade do parâmetro CN em bacias urbanas brasileiras”. *Anais do XI Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos e II Simpósio de Hidráulica de países de língua oficial portuguesa*. Recife, Nov. 1995, 3, pp. 177-182.
- Hawkins, R. H.** (1973). “Improved prediction of storm runoff in mountain watersheds.” *Journal of Irrigation and Drainage Division*, ASCE, 99(4), pp. 519–523.
- Hawkins, R. H.** (1975). “The importance of accurate curve numbers in the estimation of storm runoff.” *Water Resources Bulletin*, 11(5), pp. 887-891.
- Hawkins, R. H.** (1979). “Runoff Curve Number from Partial Area Watersheds.” *Journal of the Irrigation and Drainage Division*, ASCE, 105(4), pp. 375-389.
- Hawkins, R. H.** (1993). “Asymptotic Determination of Runoff Curve Numbers from Data.” *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, ASCE, 119(2), pp. 334-344.
- Hjelmfelt, A. T.** (1980). “Empirical investigation of Curve Number Technique.” *Journal of Hydraulics Division*, ASCE, 106(8), pp. 1471-1476.
- McCuen, R. H; Knight, Z.; Gillian, A. C.** (2006). “Evaluation of the Nash-Sutcliffe Efficiency Index”, *Journal of Hydrologic Engineering*, ASCE, 11(6), pp. 597-602.
- Nash, J. E.; Sutcliffe, J. V.** (1970). “River flow forecasting through conceptual models, Part 1: A discussion of principles.” *Journal of Hydrology*, 10(3), 282–290.
- NRCS - Natural Resources Conservation Service (2007)**. Chapter 7: Hydrologic Soil Groups. In: *National Engineering Handbook: Part 630, Hydrology*. Disponível em: <<http://directives.sc.egov.usda.gov/>>. Acesso em: 25 de setembro de 2007.
- Ponce, V. M; Hawkins, R. H.** (1996). “Runoff Curve Number: Has it Reached Maturity?” *Journal of Hydrologic Engineering*, ASCE, 1(1), pp. 11-19.
- Rawls, W. J., Onstad, C. A., Richardson, H.H.** (1980). “Residue and tillage effects on SCS runoff curve numbers.” *Transactions of the American Society Agricultural Engineering*, 23(2), pp. 357-361.
- Rawls, W. J.; Shalagy, A; McCuen, R. H.** (1981). “Evaluation of methods for determining urban runoff curve numbers.” *Transactions of the American Society Agricultural Engineering*, 24(6), pp. 1562-1566.
- Sartori, A.; Genovez, A. M.; Lombardi Neto, F.** (2008). “Tentative hydrologic soil classification for tropical soils”. *Proceedings of the 16th IAHR-ADP Congress of ASIA and Pacific Division and 3rd IAHR-ISHS International Symposium on Hydraulic Structures*, Nanjing, China, Oct. 2008, 1, pp. 199-208.
- Sharma, K. D.** (1987). “Modified runoff curve numbers for bare crust forming sandy soils.” *Australian Journal of Soil Research*, 25(4), pp. 541-545.
- Soil Conservation Service – SCS** (1972). *National Engineering Handbook, Section 4: Hydrology*. USDA, Washington, D.C.
- Soil Conservation Service – SCS** (1986). *Urban Hydrology of Small Watersheds*. USDA, SCS, 1986. (Technical Release 55).
- Souza, J.L.; Lombardi Neto, F.; Tubellis, A.** (1995). “Análise do escoamento superficial em solo descoberto e cultivado com a sucessão soja e trigo, sob diferentes sistemas de manejo.” *Revista Brasileira de Agrometeorologia*, 3, pp. 77-84.

Springer, E.P.; Hawkins, R.H. (2005). "Curve Number and peak responses following the Cerro Grande fire on a small watershed". *Proceedings of the Managing Watersheds for Human and Natural Impacts: Engineering, Ecological, and Economic Challenges*. 2005, Williamsburg, VA. Reston, VA, American Society of Civil Engineers, 2005. 12p. [1CD-ROM].

Tassi, R.; Allasia, D. G.; Meller, A.; Miranda, T. C.; Holtz, J.; Silveira, A. L. L. (2006). "Determinação do parâmetro CN para sub-bacias urbanas do arroio dilúvio – Porto Alegre". *Anais do I Simpósio de Recursos Hídricos do Sul-Sudeste*, Curitiba, PR, Agosto. 2006. 13p [1CD-ROM].

XXIV Congreso Latinoamericano de Hidráulica Selección de Trabajos Punta del Este, Uruguay, 2010

Tomo 2: "Hidráulica Fluvial e Hidrología"



Oficina Regional de Ciencia para
América Latina y el Caribe



Programa
Hidrológico
Internacional



UNESCO
Programa Hidrológico Internacional
Oficina Regional de Ciencia
para América Latina y el Caribe
Edificio Mercosur - Dr. Luis Piera 1992, 2° piso
Casilla de Correo 859
11200 Montevideo, Uruguay
Tel.: (598) 2413 20 75, Fax: (598) 2413 20 94
phi@unesco.org.uy
<http://www.unesco.org.uy/phi>

Instituto de Mecánica de los Fluidos e Ingeniería Ambiental
Prof. Ing. Oscar J. Maggiolo (IMFIA)
Facultad de Ingeniería, Universidad de la República
Julio Herrera y Reissig 565, CP 11300
Montevideo, Uruguay
Tels: (598) 2711 5276 / 5278 / 5279 / 3386
Fax: (598) 2711 5277
<http://www.fing.edu.uy/imfia>

